
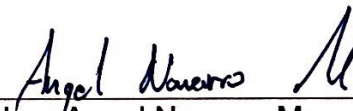


CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Arq. Carlos Ugalde Hernández, Ing. Angel Navarro Mora, Ing. Adrián Chaverri Coto, Ing. Sonia Vargas Calderón, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



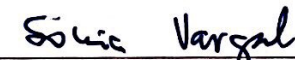
Ing. Gustavo Rojas Moya.
Director



Ing. Angel Navarro Mora.
Profesor Guía



Ing. Adrián Chaverri Coto.
Profesor Lector



Ing. Sonia Vargas Calderón.
Profesora Observadora

Instituto Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en Construcción

Verificación del diseño y control de la construcción de las vigas y dinteles del
Viaducto para el proyecto de Circunvalación Norte del CONAVI

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

David Barrantes Brenes

Cartago, Diciembre 2019.

Verificación del diseño y control de construcción de las vigas y dinteles del Viaducto para el proyecto de Circunvalación Norte del CONAVI

Abstract

This final project for the degree of Licenciatura was done as a guided professional practice in the public institution CONAVI, in charge of managing, executing, and maintaining Costa Rica's road infrastructure.

The work was done on the North section of Circunvalación ["Ring Road"], specifically on the prefabricated products levels with the purpose of verifying structural damage and the construction of beams and lintels generated in this project.

As objectives, the following were obtained: to verify structural damage, to diagnose quality control of the levels, and to standardize the inspection, all of the aforementioned regarding the prestressed concrete elements of the project (beams and lintels). Therefore, the objectives were fulfilled through the consulting of bibliographical sources such as norms, manuals, and books; surveys applied to professionals in the area; and, also, regular visits to the site.

In addition, this work may be used as a guide and a relevant source to evaluate and design prestressed concrete elements.

The final product was comprised of the satisfactory performance of the elements in question under the gravitational loads employed, a quality control process that must be further adhered to standard procedures and norms to guarantee integrity of the structural elements, and an inspection manual titled "Lineamientos de inspección para elementos presforzados" ("Inspection guidelines for prestressed elements") that standardizes said task.

Key words: Design, prestressed elements, quality, inspection, manual, viaduct, beams, lintels.

Resumen

El presente trabajo de graduación para optar por el grado de licenciatura se realizó como Práctica Profesional Dirigida en la entidad pública CONAVI, encargada de administrar, ejecutar y darle mantenimiento a la infraestructura vial de Costa Rica.

Se trabajó en el proyecto de Circunvalación Norte, específicamente, en las plantas de productos prefabricados. Con el fin de: verificar el diseño estructural y el control de la construcción de las vigas y dinteles generadas en este proyecto.

Como objetivos se obtuvieron: la verificación del diseño estructural, diagnosticar el control de la calidad de las plantas y estandarizar la inspección, todo lo anterior en lo que respecta a los elementos presforzados del proyecto (vigas y dinteles). Por lo tanto, los objetivos se desarrollaron mediante consultas a fuentes bibliográficas como: normas, manuales, libros, encuestas a profesionales, y, además de visitas constantes al proyecto.

Asimismo, el trabajo se usa como una guía y fuente de información relevante para evaluar y diseñar elementos presforzados.

Como producto final, se obtuvieron: el cumplimiento de los elementos ante cargas gravitacionales utilizadas; un control de calidad, el cual debe apegarse a procedimientos y normas para garantizar la integridad del elemento; y, un manual de inspección llamado: "Lineamientos de inspección para elementos presforzados", que estandariza dicha actividad.

Palabras clave: Diseño, elementos presforzados, calidad, inspección, manual, viaducto, vigas, dinteles.

Verificación del diseño y control de construcción de las vigas y dinteles del Viaducto para el proyecto de Circunvalación Norte del CONAVI

Verificación del diseño y control de construcción de las vigas y dinteles del Viaducto para el proyecto de Circunvalación Norte del CONAVI

DAVID BARRANTES BRENES

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Noviembre del 2019

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	1
Resumen ejecutivo	3
Introducción	5
Marco Teórico	7
Metodología.....	25
Resultados	37
Análisis de los resultados	69
Conclusiones	84
Recomendaciones.....	86
Apéndices.....	87
Anexos	134
Referencias	140

Prefacio

La verificación de un diseño estructural y la correcta inspección de la calidad de los elementos a producir, son relevantes para obtener: un producto final seguro, eficiente, de un costo moderado y de vida útil adecuada. Por lo tanto, al ser temas que involucran un conocimiento en específico, dichas verificaciones deben llevarse a cargo de un profesional que realice criterios oportunos de cómo se encuentran los elementos a nivel de capacidad, para que su construcción sea controlada y segura, para cumplir con lo diseñado, y, a la misma vez, cumplir con la normativa respectiva.

El desarrollo de este proyecto presenta varios conceptos referenciados y claros, en lo referente al diseño estructural de concreto presforzado, control de la calidad e inspección para asegurar la calidad de los elementos.

La institución pública en la que se desarrolló el proyecto es el Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI). Esta entidad presenta como prioridad la conservación de rutas nacionales de Costa Rica, además, de encargarse de ejecutar, definir y supervisar administrativamente proyectos de infraestructura vial del país. Ciertamente, no es un ente que se encarga de la inspección estructural o de diseño. Por lo consiguiente, las empresas encargadas de inspeccionar son por lo general consultoras que se aseguran de cumplir lo que indican los planos, con lo evidenciado en campo; además, se encargan de atestiguar que la normativa correspondiente se aplique. Generalmente, los profesionales encargados de estas labores de verificación, son ingenieros con conocimientos en el área de estructuras. Por esta razón, el CONAVI contrata empresas que se encarguen de la supervisión de los proyectos para asegurar el diseño y la calidad del proceso constructivo. Dado lo anterior, el presente proyecto les servirá de evidencia para evaluar las prácticas constructivas, de las plantas de productos presforzados del contratista, y, como demostración de la integridad estructural de los elementos analizados. Por otro lado, el proyecto

también será una guía y documento de consulta para el diseño de elementos presforzados si verifican sus capacidades, por otra parte, ayudará a definir, en los carteles, los ensayos necesarios para un buen control de calidad; a implementar un plan adecuado de inspección si desearan, a través de un documento que incluye la normativa permitida para Costa Rica.

En el proyecto se realizó la verificación del diseño estructural de los dinteles y de las vigas. Así mismo, se muestra la capacidad estructural de estos, mediante el uso de parámetros establecidos por códigos y la normativa respectivos. Al mismo tiempo, se utilizó un análisis estructural aproximado, en el cual solo se contemplaron cargas gravitacionales; se usó una bibliografía adecuada para el diseño de elementos presforzados. En lo que corresponde al control de calidad, se determinó si los materiales cumplían con las normas. Para los ensayos sugeridos se obtuvieron tolerancias para definir si los datos extraídos en campo eran adecuados con la tolerancia respectiva. Se evidenciaron problemas constructivos de relevancia mediante un registro fotográfico. Consecuentemente, para el proceso de inspección de elementos presforzados, se confeccionó un manual llamado: "Lineamientos de inspección para elementos presforzados", con el fin de estandarizar dicha actividad.

Se concluye que las capacidades de los elementos cumplen de acuerdo a las cargas últimas impuestas sobre ellos, y se generaron ciertas reducciones del acero por parte de la verificación del diseño, sin embargo, no las contempló el contratista, porque de igual forma el diseño en planta cumplía con satisfacción. Por otro lado, en lo que corresponde al control de la calidad de materiales en la planta, se presentan ciertos temas repetitivos, por ejemplo: la oxidación del acero, vibrado y las condiciones climáticas. Por ende, se podría mejorar la calidad para evitar que el producto final esté defectuoso o se apliquen posibles reparaciones. Para el tema de la inspección se logra evidenciar que la realización

de este proceso determina problemas como: los errores en planos, la configuración incorrecta, un colado de concreto deficiente y otros, que muchas veces llegan a complicar la obtención de un elemento con estándares adecuados. Asimismo, se evidenció la trascendencia de estandarizar este proceso, para facilitar la verificación de la calidad convirtiendo esta labor en un proceso eficiente.

Agradecimientos

Agradezco, primeramente, a Dios porque él es el responsable de darme la capacidad de llegar a estas instancias y culminar mi proyecto de graduación.

A mis papás porque fueron parte vital en toda esta etapa. Ellos me brindaron apoyo, seguridad, determinación y valores para superar cualquier obstáculo y avanzar siempre por el buen camino. También, a mi hermana, por ser incondicional y siempre darme buenos consejos.

A mi novia y mejor amiga, que fue un gran apoyo emocional e intelectual ante situaciones difíciles.

A mi profesor guía, el Ing. Ángel Navarro Mora, que sacó su tiempo, orientó y ayudó para darle el adecuado rumbo a mi proyecto.

A todos los funcionarios que conforman parte de la Unidad Ejecutora BCIE del CONAVI y de la UNOPS, por su colaboración y aporte de información valiosa para el proyecto.

A todos los profesores del Instituto Tecnológico de Costa Rica, que formaron parte de mi educación y brindaron su tiempo para educarme como un profesional responsable.

Resumen ejecutivo

El proyecto consistió en la verificación del diseño y control de la construcción de las vigas y dinteles del viaducto para el proyecto Circunvalación Norte. Esta obra corresponde a una estructura tipo puente (viaducto) con una longitud de 2,25 km en donde se realizan elementos prefabricados que a la vez son presforzados para agilizar el proceso constructivo, disminuir el requerimiento de acero pasivo y obtener elementos con mejores condiciones estructurales, debido a que se cuenta con claros de 30 m y 40 m. Estos elementos presforzados son fabricados en dos plantas que siguen un auto control de calidad por parte del contratista, y una supervisión técnica de la UNOPS, los cuales evalúan cambios, proceso constructivo y demás temas técnicos que sean de interés, para obtener un proyecto con los mejores estándares de calidad.

Además, cabe mencionar que la práctica del proyecto de graduación se realizó en la institución CONAVI, la encargada de administrar la obra de Circunvalación Norte, en conjunto con la UNOPS. Esta entidad es la responsable de: conservar las vías a nivel nacional, administrar, ejecutar y supervisar proyectos nuevos de infraestructura vial, como en este caso.

El presente proyecto es de gran interés, debido a que se constató que los elementos diseñados para la superestructura del viaducto son capaces de soportar las cargas a las que serán sometidos durante su construcción y su etapa de servicio. Punto vital para la confiabilidad en lo que respecta a la parte estructural del proyecto. Por otro lado, se le aporta al CONAVI distintas normativas y recomendaciones, en lo que se refiere al control de calidad en la producción de concreto presforzado. A la misma vez, estas sugerencias le servirán a la entidad para plantear carteles de licitación con argumentos técnicos rigurosos, que validen al contratista la calidad del elemento o producto deseado. Sin embargo, el control de calidad lo lleva la empresa que construye la obra, y el CONAVI no presenta basta experiencia en temas de inspección de este tipo de elemento, por eso se generó un manual para la inspección controlada de elementos presforzados. Lo anterior facilitará obtener obras que involucren

este tipo de metodología constructiva, con mejores niveles de aceptación y seguridad.

Para el desarrollo del proyecto se consultó una variedad de documentos importantes en temas de diseño estructural, inspección de obras y de control de la calidad en plantas de concreto prefabricado/presforzado. Dentro de estos se encuentran instituciones y reglamentos de gran importancia, que aportaron gran cantidad de material técnico, como lo son: Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10), Manual de Especificaciones Técnicas para la construcción de carreteras, caminos y puentes (CR-2010), Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica (INTECO), Instituto Americano del Concreto (ACI), Asociación American de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO), Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) y Instituto del Concreto Prefabricado y Presforzado (PCI). En otras palabras, se indaga con la ayuda de fuentes confiables para conocer acerca de los temas relacionados al concreto presforzado. De esta manera, el lector o al que interese podrá utilizar este documento para ampliar su conocimiento en el diseño, en el control de calidad e inspección de elementos presforzados.

Para la verificación del diseño, se efectuó un análisis estructural aproximado donde no se contemplaron cargas generadas por sismo o viento. Solo se verificó la capacidad del elemento por medio de cargas gravitacionales. Específicamente, se realizaron cálculos de esfuerzos internos del elemento; se analizó el comportamiento del mismo ante la aplicación de cargas externas para evaluar su capacidad, tanto en cortante, en flexión y en el caso de los dinteles un puntal en compresión.

Durante la confección del proyecto, se realizaron múltiples visitas a las plantas que producen las vigas y dinteles. Luego, se tomaron fotos de aspectos considerados pertinentes y se identificó el papel que tiene un inspector en plantas de elementos presforzados. Además, el CONAVI y el UNOPS aportaron documentos donde se reportó el control de calidad de seguimiento por parte del consorcio.

Se realizaron encuestas, pero no se presentaron como un resultado, sino como un

insumo para guiarse en la realización del manual de inspección. Además, la importancia de estas recae en tomar en cuenta el criterio de distintos profesionales que, de alguna u otra forma, conocen del tema. De esta misma manera, sirven como instrumento para lograr estandarizar mejor la labor de inspección.

Los resultados alcanzados, a grandes rasgos, por medio de la elaboración del trabajo fueron:

- una memoria de cálculo que evidencia el cumplimiento a nivel estructural de los elementos analizados del viaducto usando solamente cargas gravitacionales,
- la normativa aplicable para el control de calidad, junto con sus tolerancias permitidas, así como un registro fotográfico de la planta del consorcio en donde se aprecian problemas constructivos;
- un manual llamado: “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”, en donde se muestran materiales con sus normas respectivas, responsabilidades del inspector, tolerancias mínimas constructivas y de montaje, métodos de reparación, y además ciertas recomendaciones para realizar un proceso constructivo seguro. Por último, se propusieron listas de verificación, un orden de cambio y tablas de apoyo para realizar una correcta inspección en campo.



Figura 1. Planta de productos presforzados del consorcio H-Solís y Estrella.

Introducción

En los últimos años Costa Rica ha presentado un déficit de innovación en la infraestructura vial, y las obras nuevas, por lo general son estructuras sencillas o ampliaciones de las existentes. Ante este panorama recientemente se ha generado un cambio en estas infraestructuras por la necesidad de los usuarios para transitar seguros, y de manera eficiente, debido al incremento acelerado de la cantidad de vehículos en Costa Rica. De acuerdo con Jiménez, G (2018) de la Cámara de la Construcción en Costa Rica existen proyectos que acumulan hasta 61 años de retraso, mientras crece paulatinamente la cantidad de vehículos. Por este motivo, nace la necesidad de utilizar medios que permiten el transporte de la manera en la que lo realizan los países desarrollados, sin embargo, en Costa Rica no se cuenta con la suficiente experiencia en proyectos de esta envergadura.

En proyectos como puentes o viaductos, es conveniente verificar el diseño estructural, debido a que es una infraestructura que involucra a gran cantidad de personas, y los errores humanos algunas veces son inevitables. Por lo tanto, ante una verificación se buscan errores por parte del diseñador o se busca optimizar el diseño con el objetivo de crearlo económico e igualmente capaz estructuralmente. Muchas veces estos errores se deben a que los puentes y los viaductos, son proyectos de alta complejidad. Este tipo de trabajos involucra varias etapas, en donde se generan estudios para obtener la mejor estructura posible, algunos de estos son: topográficos, geotécnicos, hidráulicos, estructurales, geológicos y entre otros que correspondan al proyecto. Por eso, en el caso de este trabajo se realiza la verificación estructural de los elementos presforzados generados en las plantas del consorcio H-Solís y Estrella. Los elementos a verificar son las vigas y dinteles, que son unidades responsables de soportar las cargas

aplicadas (temporales, permanentes y naturales) durante su construcción y funcionamiento.

Para el análisis estructural y la obtención de capacidades, es fundamental definir las solicitaciones a la que se someterá la estructura o elemento. Para obtener un procedimiento y análisis adecuado, se realizó una investigación, en donde se encontraron organizaciones, como: la AASHTO y el ACI que dan métodos, validados y probados, que rigen a nivel internacional el diseño de productos presforzados. Por lo consiguiente, los elementos presforzados del viaducto están diseñados de acuerdo a lineamientos de la AASHTO LRFD y el ACI 318. Sin embargo, para el análisis estructural no se contemplan fuerzas naturales (viento o sismo) que son de relevancia para encontrar la capacidad del elemento. Por este motivo, el diseño se enfoca en el cumplimiento solamente de cargas gravitacionales. Además, al utilizar las cargas gravitacionales consideradas (temporales y permanentes), se obtendrá una verificación de la capacidad de ambos elementos (dinteles y vigas) y se valorará si es satisfactoria. Dado lo anterior, se debe considerar que en el análisis estructural no se incluyen fuerzas de la naturaleza como se mencionó anteriormente, pero el que no se contemplaran no exime a la estructura de ser valorada por las mismas, al considerar un país con eventos sísmicos como lo es Costa Rica. Además, se mostrará cómo realizar el diseño de un elemento presforzado, que es mayormente denso que un diseño de concreto reforzado.

El control de calidad de la planta de productos prefabricados por parte del consorcio será evaluado, debido a ciertos problemas generados en los productos finales. Por lo tanto, se muestra la normativa que rige la producción de estos elementos presforzados, en donde se destacan instituciones, como: ASTM, AASHTO, ACI, PCI, y otras que regulan el control de la calidad; de este modo obtener un producto con estándares adecuados. En este trabajo, se

evidencian ciertos resultados de ensayos realizados para el autocontrol de la planta, y se evaluará si están dentro de la tolerancia. Además, se realizará un registro fotográfico que expondrá problemas o situaciones que ameritan ser analizados posteriormente; así como, un resumen de información primordial a considerar de los ensayos aplicables a los materiales involucrados en este tipo de plantas. El diagnóstico del control, se presenta para ayudar a la institución pública del CONAVI, en la supervisión, y de esta forma generar información valiosa para determinar malas prácticas, para proteger la integridad de los elementos estructurales. Es crucial mencionar que una deficiencia en un elemento implica muertes, atrasos en cronograma, pérdidas de materiales o simplemente el pago de elemento en condiciones deficientes (pérdidas monetarias). Con base en lo anterior, el control de calidad es relevante para evaluar las características físicas y mecánicas de los materiales a emplear, para evaluar los resultados dentro de un nivel de confianza.

Para asegurar la calidad de cualquier tipo de proceso, se debe tener en cuenta que una supervisión o inspección rigurosa es necesaria, así se constata que lo esperado como resultado se ejecute, y prever posibles errores. Según PCI (1999), los inspectores son los responsables de llevar una verificación de la calidad. La inspección, muchas veces, se torna complicada ya que es densa y específica para cada tipo de proceso o elemento. Es por lo anterior, que se realizará en el presente documento un manual o un instrumento básico para inspeccionar elementos presforzados. Asimismo, servirá como guía para los profesionales, con el fin de estandarizar la inspección de elementos presforzados, para realizar el trabajo del inspector menos complejo y con mayor eficiencia, e incluir herramientas que sirvan en campo. Sin embargo, según Navarro (2014), se debe considerar que el criterio del profesional es necesario, ya que, incluso, algunas veces, este prevalece sobre la normativa, debido a su experiencia, porque los lineamientos o parámetros a cumplir son requerimientos mínimos. Este manual, se generará con normativas respectivas de instituciones, como: PCI, CSCR-10, CR-2010, INTECO, y, demás, que son reconocidas en el país y a nivel internacional. Igualmente, se aplicará una encuesta a 20 profesionales en el tema para tomar en cuenta

puntos de relevancia para la inspección de elementos presforzados.

El objetivo general que se desarrollará consiste en realizar la verificación del diseño y control de construcción de las vigas y dinteles del viaducto, para el proyecto Circunvalación Norte del CONAVI.

Los objetivos específicos planteados son los siguientes:

- Verificar el diseño de las vigas y dinteles del viaducto del Proyecto de Circunvalación Norte.
- Diagnosticar el control de calidad de las plantas de prefabricados del Proyecto de Circunvalación Norte.
- Estandarizar el procedimiento de inspección de elementos prefabricados de concreto presforzado.

El proyecto se compone de las siguientes partes:

- Marco teórico en donde se detallarán diferentes conceptos y datos que serán de relevancia para justificar la obtención de los resultados y facilitar la comprensión del trabajo en general.
- Resultados, en este apartado se mostrará la información obtenida de acuerdo a los objetivos específicos. En esta sección se podrán encontrar: tablas de la memoria de cálculo, dibujos de secciones obtenidas, información y comparación de las normas que regulan el control de calidad, y un manual de inspección de elementos presforzados.
- Análisis de resultados, es el de la información obtenida en los resultados, en donde se dan criterios técnicos respaldados con documentos confiables. En esta sección se analizará el control de calidad observado en la planta del consorcio, análisis comparativo del diseño realizado contra el vigente en la planta de productos procesados, y un resumen de lo que explica el manual por capítulo.
- Conclusiones, se mostrarán los desenlaces que se obtuvieron por objetivo, en acuerdo a lo investigado. Recomendaciones: se brindarán sugerencias de temas que quedaron por fuera o que mejoran en lo que respecta a la inspección estructural, la verificación del diseño estructural de las vigas y dinteles, y del control de la calidad.

Marco Teórico

Puentes

De acuerdo con el Manual de Carreteras del Paraguay (MOPC, 2011) un puente es una estructura vial que se despega del suelo, la cual permite comunicar dos puntos ante un obstáculo. El puente es capaz de soportar las cargas vehiculares, peatonales, naturales y del peso propio en el aire, mediante una estructura diseñada de manera correcta. Por lo tanto, esta infraestructura brinda la continuidad de caminos ante la presencia de: ríos, barrancos, canales, depresiones, caminos, vías férreas, entre otros, que interrumpen el paso o conecten caminos.

Por otro lado, un viaducto se refiere, según el Manual de Carreteras del Paraguay (MOPC, 2011) a un camino de paso sobre un valle, el cual está destinado a cruzar calles urbanas o líneas férreas. Además, el largo de los vanos de estos es de más de 10 m y son luces sucesivas.

Asimismo, es de importancia saber que un puente debe ser lo suficientemente seguro, para proteger las vidas de los que usen dicha infraestructura. Es por anterior que se deben contemplar todas las cargas y eventos naturales posibles, que afecten de manera significativa al puente.

Componentes de un puente

Un puente se compone de las siguientes partes:

- Accesorios: no poseen ningún uso estructural, pero si permiten el adecuado funcionamiento del puente y su seguridad. Dentro de este se pueden observar elementos como: barandas, superficie de rodamiento y juntas de expansión.

- Superestructura: es la encargada de soportar el paso de las cargas móviles que son transmitidas a través de sistemas de apoyo según Manual de Carreteras del Paraguay (MOPC, 2011), y está conformada por uno o más vanos. Dentro de este se encuentran elementos como: vigas, cerchas, arco, diafragmas, portales y aceras.
- Subestructura: en esta parte se apoya la estructura del puente, y se genera la transmisión de las cargas al suelo por medio de los cimientos. Se constituye por los siguientes elementos: apoyos, pilas y bastiones.

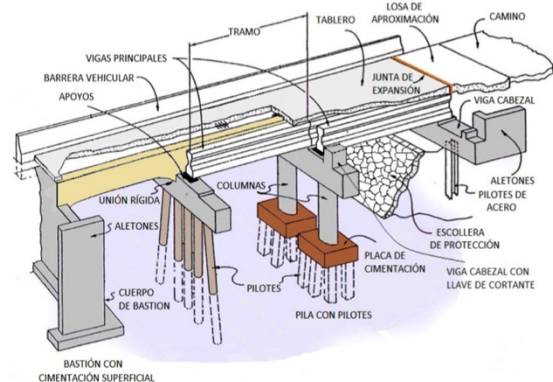


Figura 2. Elementos de puente carretero.
Fuente: Obtenido de Lanamme (2015).

Concreto presfzado

Es un tipo de concreto, en el cual se incorpora un refuerzo que es tensado (refuerzo activo), por lo que al destensarse le incorpora al concreto un esfuerzo de compresión. Al causar que sus esfuerzos internos encuentren el equilibrio, y, por lo tanto, aumenta su capacidad de soportar cargas

externas, según: ACI 318 (ACI, 2014). Existen dos formas de aplicar estos esfuerzos de compresión al concreto, los cuales son pretensado y postensado y se detallan a continuación.

Pretensado

De acuerdo con Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas (ANIPPAC, 2000), el pretensado consiste en la tensión del acero de presfuerzo antes del colado, y se transfiere dicha tensión cuando el concreto logre soportar los esfuerzos generados por los cables.

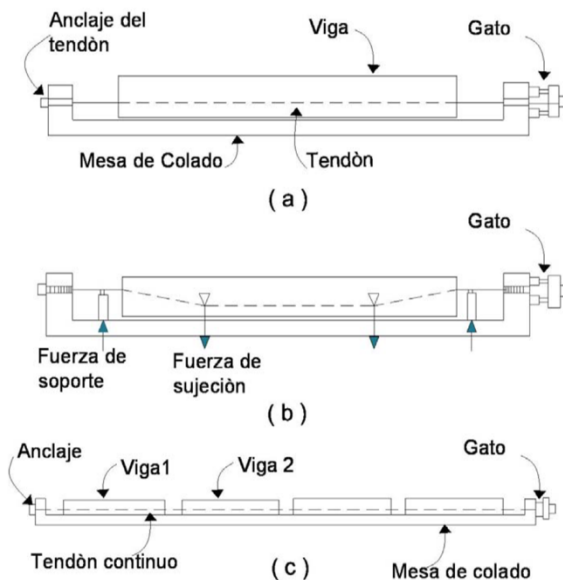


Figura 3. Fabricación de elemento pretensado.
Fuente: Obtenido del Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas (ANIPPAC, 2000).

Postensado

En el postensado se realiza el tensado del acero de presfuerzo cuando el concreto del elemento ya alcanzó la resistencia de diseño requerida. Según el Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas (ANIPPAC, 2000), la transmisión de fuerza se genera en secciones determinadas, mediante anclajes. Esta manera de aplicar el presfuerzo al concreto, permite orientar al acero activo a lo largo del elemento en las zonas

específicas en donde la flexión afecta, como se aprecia en la figura 4.

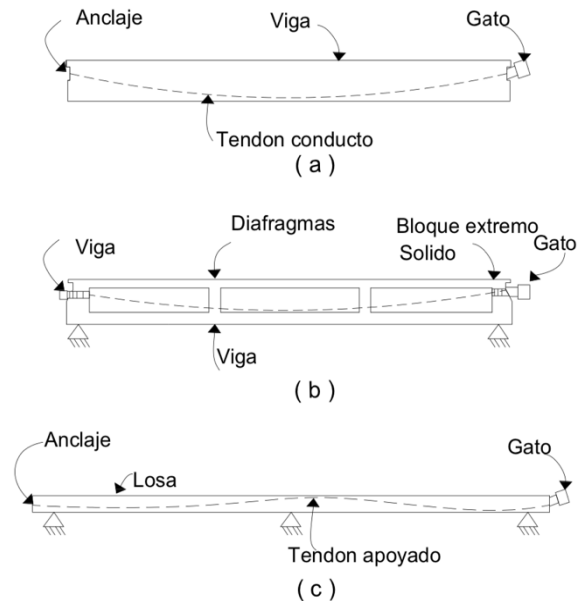


Figura 4. Trayectorias de los tendones en elementos postensados.
Fuente: Obtenido del Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas (ANIPPAC, 2000).

Acero de presfuerzo

El componente principal del concreto presforzado es el acero de presfuerzo. Este tipo de acero se caracteriza en poseer altos límites de fluencia, por lo que genera un desempeño para resistir flexión mucho mayor que el acero de refuerzo (pasivo). Por lo general es usado para elementos sometidos a flexión con luces o claros importantes, en donde el acero de refuerzo le cuesta soportar las cargas pertinentes.

La implementación de este material puede presentar las siguientes ventajas, según el Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas (ANIPPAC, 2000):

- controlan mejor la deformación debido a cargas,
- estructuras más ligeras,
- luces más largas,
- menor congestionamiento de acero,
- y, mayor durabilidad del elemento.

Sin embargo, también hay desventajas las cuales son:

- mano de obra especializada,
- control cuidadoso por deformaciones en las etapas constructivas,
- huecos u orificios que se formen en el elemento daña estructuralmente al elemento y tendones, por lo que se debe de controlar estas actividades,
- y, diseño estructural complejo.

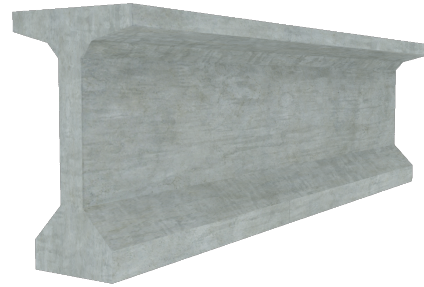


Figura 5. Viga I tipo AASHTO.
Fuente: Obtenido de PRETENCRETO.

Elementos prefabricados

Estos elementos, por lo general, su fabricación es controlada y se realiza en planta, es decir, no en el sitio. Por lo consiguiente, su proceso es vigilado de cerca, porque son miembros responsables de asegurar la estabilidad y la firmeza, ante las distintas cargas que afecten a la estructura en general.

Los elementos prefabricados poseen las siguientes desventajas, de acuerdo con Méndez (2015):

- Manipulación y transporte muchas veces resulta complicado y costoso.
- La sobreproducción de elementos puede generar mal almacenaje de los elementos, apilándoos de mala manera.

Las ventajas que se presenta al tener una producción de elementos prefabricados son las siguientes de acuerdo a Méndez (2015):

- Al haber alto control de los materiales, de los equipos y el proceso en general, se generan elementos de calidad.
- Agilidad en la producción al tener un proceso sistematizado.

Dentro de los miembros presforzados prefabricados, que son producidos en el proyecto de Circunvalación Norte se pueden encontrar:

Vigas

Estos elementos actúan primordialmente a flexión, son las encargadas de transmitir las cargas que actúan sobre ella y peso propio, a los miembros de apoyo de la misma. Por lo general, actúan como elementos posicionados horizontalmente para cumplir con su finalidad.

Dintel

Miembro que funciona principalmente a flexión, a través de vigas transversales, en donde se apoyan las vigas longitudinales (miembro de apoyo). Este elemento es el encargado de trasladar las cargas de la superestructura y peso propio, a las columnas que lo soportan y de ahí al suelo, según Manual de Carreteras del Paraguay (MOPC, 2011).

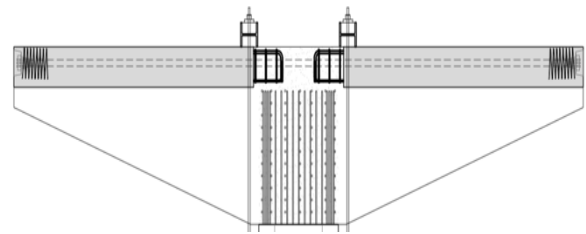


Figura 6. Dintel o martillo de apoyo.
Fuente: Obtenido de CONAVI (2019).

Losa

Generalmente, en puentes se les llama tablero. Es el elemento capaz de dar soporte a las cargas que actúan sobre él, como: vehiculares, peatonales, barreras, entre otras. Por lo tanto, el tablero se apoya sobre las vigas longitudinales generalmente, según Manual de Carreteras del Paraguay (MOPC, 2011)

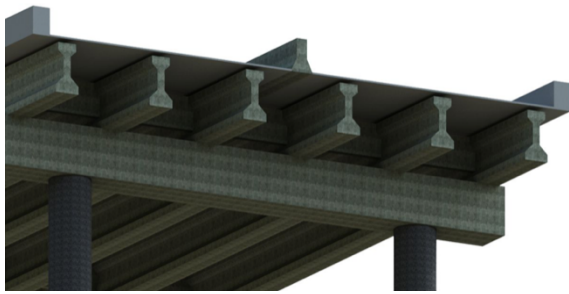


Figura 7. Tablero de puente sobre vigas tipo AASHTO.
Fuente: Obtenido de Autodesk Gallery (2018).

Diseño por factores de carga y resistencia

La metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es indicada por el documento: Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD (AASHTO, 2017). Este método presenta el objetivo de obtener un diseño probabilístico, para generar una estructura segura, económica y durable.

Primeramente, para usar la metodología de LRFD se deben de conocer las cargas que se le van a aplicar a la estructura, de acuerdo a los materiales a usar y el tipo de puente que se pretende diseñar. Para, posteriormente, usar los factores de aumento que dependen del tipo, permanencia y condición de la carga.

Los factores de reducción y mayorización, son usados por el ingeniero estructural para obtener un diseño seguro, que ante cualquier imprevisto no contemplado, la estructura total resista, sin generar pérdidas humanas y materiales de gran valor. Dichos parámetros de confianza (factores), fueron analizados para establecer por medio de la probabilidad las condiciones favorables para el diseño.

La ecuación general para diseñar por medio de la filosofía LRFD, indica que se debe de ejecutar una suma de las cargas que afecten al elemento y mayorizarlas, para luego verificar que sean menores o iguales a la capacidad del elemento aplicándole el factor de reducción. La ecuación se muestra a continuación.

$$\sum Y_i Q_i \leq \phi R_n \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

Y_i = Factor de mayorización de la carga.

Q_i = Efecto de cargas impuestas.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia nominal del elemento.

R_n = Resistencia nominal.

La metodología de LRFD, propone factores de resistencia menores que 1, y factores de carga mayores que 1. Para lograr cierto rango de seguridad, en donde la capacidad del elemento sea menor a la real, y que la carga aplicada sea mayor que la que afecta realmente a la estructura.

Para diseñar por LRFD, se necesita verificar que la resistencia del elemento sea mayor a 4 estados límite básicos establecidos, según la AASHTO (2017). Los factores de resistencia y carga, son variables de acuerdo al estado límite que se esté evaluando. Los estados a cumplir representan una situación por medio de una magnitud física, en donde se toman aspectos de deformación, resistencia, y fatiga. De forma que si, el elemento ya no cumple con el estado límite hace que dicho componente sea inadecuado para ser usado, porque podrían presentarse, ya sea una falla estructural, una pérdida parcial de funcionalidad o presentar un diseño ajustado. Por lo tanto, al evaluar estos cuatro puntos se dá mayor nivel de confianza, que podría ayudar a que dicho miembro o estructura en la totalidad, se mantenga sin posibles daños. Los cuatro estados límite son los siguientes:

- Estado límite de resistencia: se usa con el objetivo de evaluar la capacidad de la estructura durante su vida útil, para soportar las cargas máximas impuestas. En este se evalúa carga axial, cortante, flexión y torsión.
- Estado límite de servicio: se usa para diagnosticar la capacidad de la estructura bajo a cargas normales de uso, en donde se evalúan deformaciones, grietas, esfuerzos y vibraciones (garantiza un uso agradable para los usuarios).
- Estado límite de fatiga: en este se busca prevenir la falla ante una carga repetitiva (carga cíclica). En este caso se relaciona como carga de fatiga la proporcionada por los vehículos.
- Estado límite de evento extremo: en este caso se toma en cuenta la carga horizontal aportada por un sismo crítico a la estructura, un caudal crítico o una colisión

de algún tipo de vehículo (fuerzas laterales).

En el caso de los puentes y viaductos, para la ecuación general del método de LRFD, se usa un factor de modificador de cargas representado por la letra "n".

$$\sum nY_i Q_i \leq \phi R_n \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

n= Factor debido al efecto del tiempo.

Y_i = Factor de mayorización de la carga.

Q_i = Efecto de cargas impuestas.

ϕ =Factor de reducción de la resistencia nominal del elemento.

R_n = Resistencia nominal.

Cargas sobre la estructura

Se usan cuatro distintos tipos de carga: temporales (vivas), permanentes, laterales y las que producen deformaciones, según AASHTO (2017).

Las cargas permanentes son las que estarán presentes en la estructura durante su vida útil. A estas cargas se le suelen llamar también cargas muertas, debido a que no se mueven conforme pasa el tiempo. Por lo tanto, se consideran los pesos de los componentes estructurales y no estructurales (accesorios). Para las cargas estructurales encontramos: las vigas, pilares, martillos, entre otras, y en las no estructurales se encuentran: barreras de protección vehicular, superficie de rueda, barreras de paso peatonal, entre otras.

Las cargas temporales o vivas, son aquellas que varían con el pasar del tiempo. Por lo consecuente, se establecen de esta categoría las cargas generadas por los peatones y los vehículos. Según la AASHTO (2017) se propone para el análisis un camión de diseño, y un tándem, por lo que para el diseño se usa el que genere mayores cargas a la estructura.

El camión de diseño (HS20-44), se usa para generar un análisis de la carga viva vehicular que pasa sobre la estructura. En donde se tienen dos ejes de 14,8 ton y uno menos pesado de 3,63 ton. Separados los dos primeros ejes en 4,3 m y

los dos últimos en 4,3 o 9,14 m, según sea adecuado. Sin embargo, cabe resaltar que mientras menos separación haya entre ejes, se obtiene un momento último de diseño mayor, y, también se debe considerar la ubicación de los vehículos a lo largo del puente, para elegir correctamente la carga que rige para el diseño.

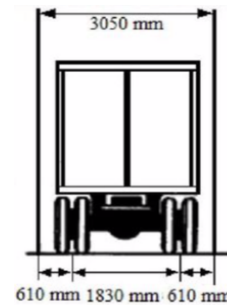
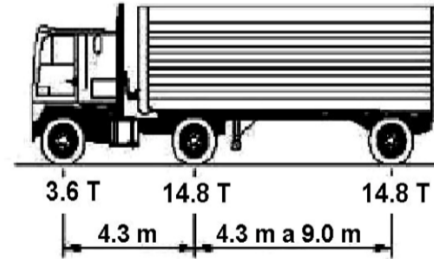


Figura 8. Camión HS20-44.
Fuente: Obtenido de AASHTO (2017).

El tándem de diseño consiste en un vehículo con solamente dos ejes que pesan 11,20 ton cada uno. Donde tiene un espaciamiento a lo ancho de 1,8 m, y a lo largo de 1,2 m. Comparando este y el camión de diseño, se elige el vehículo crítico, es decir el que genere cargas mayores.

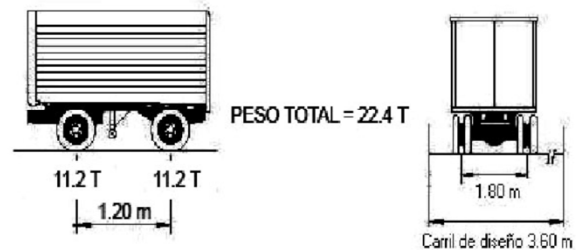


Figura 9. Tándem de diseño.
Fuente: Obtenido de la AASHTO (2017).

Para el carril de diseño se usa una carga distribuida de 0,94 ton/m a lo largo del claro o vano

a analizar, como establece la AASHTO (2017). Además, cabe destacar que, se usa esta carga distribuida en un ancho de 3 metros, ya que es la medida mínima establecida para un carril, según el Manual de especificaciones para la construcción de carreteras, caminos y puentes (MOPC, 2010). Por lo tanto, para determinar cuántos carriles de diseño se deben considerar, se usa la relación de $W/3000$, donde "W" es el ancho en milímetros de la sección transversal del puente, y los 3000 milímetros son el ancho mínimo de un carril, como se mencionó con anterioridad. Sin embargo, este ancho mínimo del carril podría ser mayor que 3000 milímetros, según sea el ancho del carril considerado por el diseño geométrico de la carretera.

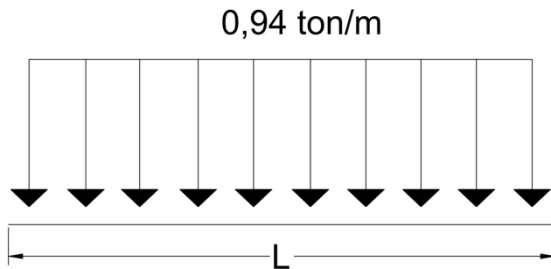


Figura 10. Distribución de la carga del carril de diseño.

En lo que respecta a las cargas laterales, son aquellas que están relacionadas con eventos producidos por una fuerza externa horizontal a la estructura. Algunas de las cargas a considerar en esta categoría son: las sísmicas, las de viento y de frenado. Por otro lado, están las cargas de deformación, que dentro de estas se encuentran las siguientes: la temperatura, la contracción y el flujo plástico del concreto, además de asentamientos debido a esfuerzos.

Análisis estructural

Combinaciones de carga

Para evaluar las combinaciones de carga respectivas, se usa la siguiente tabla para identificar los factores de amplificación idóneos.

En donde la AASHTO (2017) usa los factores para obtener las cargas últimas de diseño respectivas.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL CE PS CR SH	LL IM CE BR PL ES	W4	W5	WZ	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TR}	γ_{SR}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TR}	γ_{SR}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4	0	—	0.50/1.20	γ_{TR}	γ_{SR}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4	0	1.0	0.50/1.20	γ_{TR}	γ_{SR}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3	0	1.00	1.00/1.20	γ_{TR}	γ_{SR}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TR}	γ_{SR}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7	0	—	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II—LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Figura 11. Factores de carga. Fuente: Obtenido de AASHTO (2017).

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor		
	Maximum	Minimum	
DC: Component and Attachments	1.25	0.90	
DC: Strength IV only	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65	
EH: Horizontal Earth Pressure	• Active	1.50	0.90
	• At-Rest	1.35	0.90
	• AEP for anchored walls	1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00	
EV: Vertical Earth Pressure	• Overall Stability	1.00	N/A
	• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
	• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
	• Rigid Frames	1.35	0.90
	• Flexible Buried Structures		
	o Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations	1.5	0.9
	o Thermoplastic culverts	1.3	0.9
o All others	1.95	0.9	
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75	

Figura 12. Factores de carga permanente γ_p . Fuente: Obtenido de AASHTO (2017).

A continuación, se procede a evidenciar las combinaciones utilizadas para efectos del proyecto, las cuales son para el diseño por LRFD de última resistencia.

- Resistencia I: Combinación sencilla, que se emplea para condiciones de uso normales del puente, es decir con cargas vehiculares simples.

$$1,25PP+1,50CM+1,75(SC \cdot CI) \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

PP= Peso Propio.

CM= Carga Muerta.

SC= Sobrecarga Camión.

CI= Coeficiente de importancia.

- Resistencia II: Combinación de cargas que esta de la mano con el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados el propietario, sin viento.

$$1,25PP+1,50CM+1,35(SC\cdot CI) \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

PP= Peso Propio.

CM= Carga Muerta.

SC= Sobrecarga Camión.

CI= Coeficiente de importancia.

- Resistencia IV: para solicitaciones muy elevadas provocadas por cargas permanentes y por las sobrecargas.

$$1,25PP+1,50CM \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

PP= Peso Propio.

CM= Carga Muerta.

- Servicio II: el objetivo de esta carga es controlar la fluencia de la estructura de acero.

$$1(PP+CM) +1,30(SC\cdot CI) \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

PP= Peso Propio.

CM= Carga Muerta.

SC= Sobrecarga Camión.

CI= Coeficiente de importancia.

Factores de presencia múltiple

Se considera la presencia múltiple de carriles de diseño cargados, donde se busca mayorar las cargas con el objetivo de considerar simultaneidad, de la aplicación de la sobrecarga vehicular de diseño en los carriles que compone al viaducto. Este factor, por lo general, se aplica en puentes en donde el tráfico vehicular es denso, ya que existe mayor probabilidad que este fenómeno ocurra, y, con el fin de tomar en cuenta un evento crítico de análisis.

Número de carriles de diseño cargados	Factor de presencia múltiple
1	1,20
2	1,00
3	0,85

Figura 13. Factores de presencia múltiple.
Fuente: Obtenido de AASHTO (2017).

Factores de distribución

La carga viva de un vehículo actúa sobre un elemento llamado: losa, que se encarga de distribuir las cargas a las vigas. Por lo consecuente, está carga no se distribuye equitativamente, donde unas vigas reciben mayores cargas que otras. Entonces el método de factores de distribución, brinda una aproximación para generar una buena distribución de cargas vivas vehiculares entre las vigas externas e internas.

Para aplicar este método, se cumplen con las consideraciones que pide la AASHTO, en donde la principal limitante es que solo aplica en puentes tipo viga-losa. Además, se deben cumplir con los apartados: A4.6.2.2.1-1, A4.6.2.2.2b-1 y A4.6.2.2.2d-1, los cuales indican de forma resumida que la estructura debe poseer: un ancho constante, tener más de 3 vigas paralelas y con rigidez similares, y, por último la superficie de voladizo no debe ser mayor a 910 mm, para aplicar estos factores.

La funcionalidad de estos factores radica en, distribuir la carga por medio de factores para vigas interiores y exteriores, en donde de acuerdo a la separación de las mismas este factor disminuye o aumenta (relacionado al ancho tributario).

Los factores se calculan para un carril o dos carriles cargados, y se elige según el número de carriles de diseño que presente la infraestructura. Además, se obtienen factores tanto para cortante como para momento, y se aplican previo a obtener la combinación de cargas que dá el momento último o cortante último.

Por otro lado, las ecuaciones para el cálculo de estos factores, ya contemplan si se diera el caso de presencia múltiple. Lo anterior, se debe a que el número de vehículos que estén en el puente o viaducto está directamente relacionado con los carriles de diseño. Por lo consecuente, se toma en cuenta qué porcentaje de la carga que afecta a las vigas laterales (externas) y las del

centro (internas), de acuerdo a la cantidad de carga aplicada, según sea su posicionamiento.

Factores de distribución de momento	Vigas interiores	Vigas exteriores
1 carril cargado	$mg_{interior} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^2}\right)^{0,1}$	Regla de la palanca
2 carriles cargados	$mg_{interior} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^2}\right)^{0,1}$	$mg_{exterior} = e \cdot mg_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} \geq 1,0$

S= separación de vigas principales en mm
de= distancia desde el centro de la viga hasta el borde interno de la baranda en mm, positivo si la viga esta dentro de la baranda
L= longitud del claro en mm
Kg= parámetro de rigidez longitudinal mm⁴
ts= espesor de la losa en mm

Figura 14. Factores de distribución para el momento de la carga viva.

Fuente: Obtenido de la AASHTO (2017).

Factores de distribución de cortante	Vigas interiores	Vigas exteriores
1 carril cargado	$mg_{interior} = 0,36 + \left(\frac{S}{7600}\right)$	Regla de la palanca
2 carriles cargados	$mg_{interior} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$	$mg_{exterior} = e \cdot mg_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000} \geq 1,0$

S= separación de vigas principales en mm
de= distancia desde el centro de la viga hasta el borde interno de la baranda en mm, positivo si la viga esta dentro de la baranda

Figura 15. Factores de distribución para el cortante de la carga viva.

Fuente: Obtenido de la AASHTO (2017).

La regla de la palanca o de momento consiste en colocar un pasador en el medio de la sección transversal del puente, como se observa en la figura 16, con el objetivo de poseer un sistema estáticamente determinado para facilitar su cálculo. Por lo tanto, de la forma anterior se calculan los factores de distribución mediante ecuaciones estáticas de equilibrio, usando una carga unitaria. Además de acuerdo con Vargas (2013), este método aplica para determinar los factores de momento y cortante para un carril cargado.

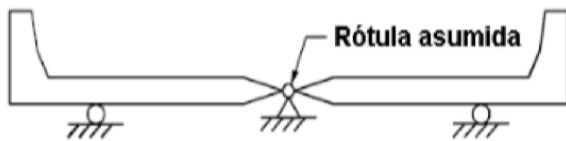


Figura 16. Regla de la palanca en la sección transversal del viaducto para determinar los factores de distribución.

Fuente: Obtenido de Vargas (2013).

Distribución de las cargas vehiculares

En lo que respecta para definir la magnitud de la carga aportada por los vehículos, se usaron las líneas de influencia. Ya que permiten visualizar el comportamiento, que llega a sufrir el puente ante cierta distancia de posición del vehículo de diseño en la infraestructura. Este método, consiste en posicionar una carga unitaria en varias longitudes del elemento afectado (para efectos del proyecto una viga), para encontrar dónde se genera el mayor cortante y el momento del elemento considerando los apoyos respectivos del mismo, y es así, como luego se decide dónde posicionar el vehículo finalmente.

En las cargas del camión HS20 (camión de diseño), se usaron las siguientes ecuaciones que están de acuerdo a la línea de influencia generada por dicho vehículo mencionado, como lo establece Nawy (2009).

$$V_{máx1}(x) = \frac{72[(L - x) - 4,67]}{L} - 8 \quad \text{Ec. 7}$$

$$V_{máx2}(x) = \frac{72[(L - x) - 9,33]}{L} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

$V_{máx1}$ ó 2 = Cortante máximo por el camión HS20.

L= longitud total en pies del elemento.

x= longitud en pies medido desde el apoyo izquierdo del elemento hasta la sección de interés.

Para usar las anteriores ecuaciones de cortante máximo generado por el camión HS20, primeramente, se debe tener relaciones de "x/L" de 0,5. Además, al cumplir con lo anterior, se procede a determinar cuál de las ecuaciones previas elegir. Por lo tanto, para utilizar la ecuación 7 se presenta como restricción longitudes totales de elementos entre 28 ft y 42 ft, además de poseer una distancia de interés "x" con una longitud mínima de 14 ft. Por otro lado, la ecuación 8, se usa para longitudes totales mínimas del elemento de 42 ft en adelante y con distancias de interés "x" de 0 ft o más.

$$M_{m\acute{a}x1}(x) = \frac{72(x)[(L-x) - 9,33]}{L} \quad \text{Ec. 9}$$

$$M_{m\acute{a}x2}(x) = \frac{72[(L-x) - 4,67]}{L} - 112 \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

$M_{m\acute{a}x1 \acute{o} 2}$ = Momento máximo generado por el camion HS20.

x = longitud en pies medido desde el apoyo izquierdo del elemento hasta la sección de interés.

L = longitud total en pies del elemento.

De igual forma como se explicó para cortante, para la ecuación 9 se debe cumplir con: tener una relación de " x/L " de 0 a 0,333 y con una longitud del elemento mínima de 28 ft, además de poseer una distancia mínima de análisis " x " de 14 ft. En el caso de la ecuación 10 se contemplan relaciones de " x/L " de 0,333 a 0,500, pero con una longitud mínima de elemento " L " de 42 ft, y para la distancia de interés no se define limitación

Se procedió a usar las siguientes líneas de influencia para ubicar el tándem, ya que para el camion de diseño se usaron las tablas mostradas anteriormente. La variable " x " mostrada en las figuras 17 y 18 se mide a partir del apoyo derecho hacia el otro extremo, y la variable " y " corresponde a la distancia del apoyo derecho hasta donde se encuentra ubicada la carga puntual o del eje del camion en este caso.

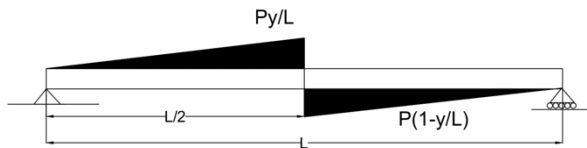


Figura 17. Línea de influencia para el cortante debido al tándem.

Fuente: Obtenido de Vargas (2013).

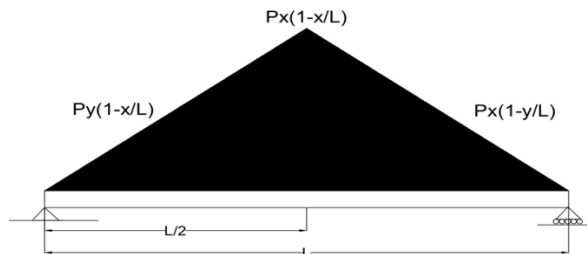


Figura 18. Línea de influencia para el momento generada por el tándem.

Fuente: Obtenido de Vargas (2013).

Ecuaciones de momentos y cortantes para el análisis estructural

Para las cargas gravitacionales se plantearon las siguientes ecuaciones, y se dividen segun el elemento a diseñar.

- Vigas: los elementos encontrados en el viaducto de Circunvalación Norte son simplemente apoyados, y con cargas mayormente distribuidas. Por lo tanto, se puede hacer uso para la obtención de cortantes y momentos las siguientes ecuaciones.

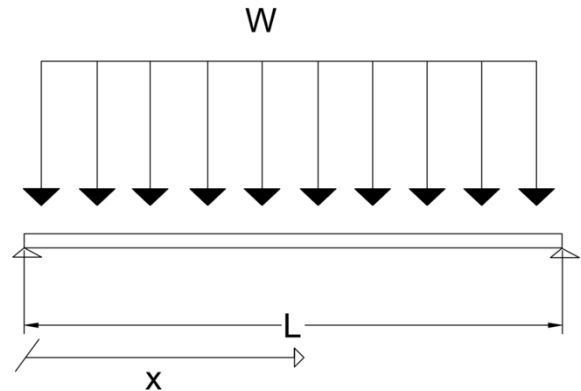


Figura 19. Viga simplemente apoyada con carga distribuida. Fuente: Obtenido de Vargas (2013).

$$V(x) = W \left(x - \frac{L}{2} \right) \quad \text{Ec. 11}$$

$$M(x) = \frac{W}{2} x(L - x) \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

$V(x)$ = Cortante en cualquier punto del elemento simplemente apoyado para carga distribuida.

$M(x)$ = Momento en cualquier punto del elemento simplemente apoyado para carga distribuida

W = Carga distribuida.

x = Distancia de a análisis.

L = Longitud total de elemento.

- Dinteles: estos elementos tienen vigas laterales que funcionan a flexión, y están unidas entre sí como un elemento monolítico. Por lo consecuente, se debe

de considerar su análisis como vigas empotradas. En este caso se obtienen cargas puntuales y distribuidas sobre las vigas de los dinteles. Por lo consecuente se utiliza una superposición de las cargas generadas por ambas. Para cargas distribuidas se utilizan las siguientes ecuaciones generales:

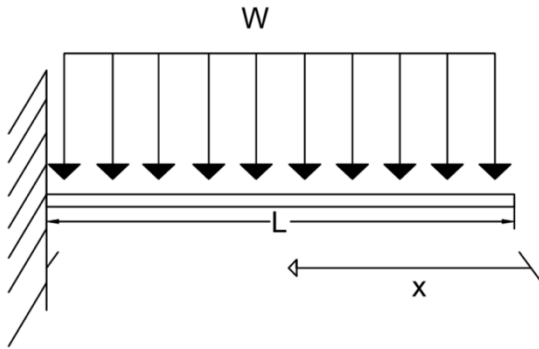


Figura 20. Viga empotrada con cargas distribuida.

$$V(x) = W \cdot x \quad \text{Ec. 13}$$

$$M(x) = \frac{-W \cdot x^2}{2} \quad \text{Ec. 14}$$

Donde:

V(x)= Cortante en cualquier punto del elemento empotrado de un lado para carga distribuida.

M(x)= Momento en cualquier punto del elemento empotrado en un lado para carga distribuida.

W= Carga distribuida.

x= Distancia de a análisis.

Para las cargas puntuales en cualquier tramo de la viga en voladizo las ecuaciones generales son:

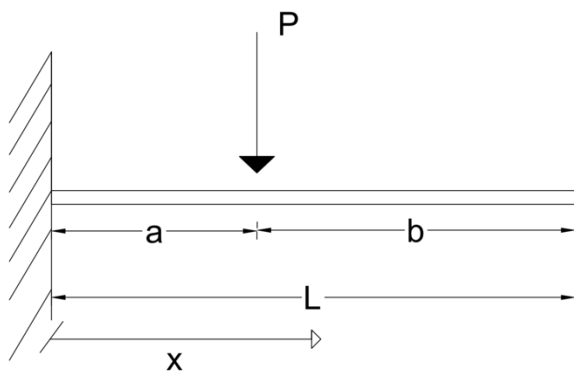


Figura 21. Viga empotrada con carga puntual en cualquier punto.

$$V(x) = P \quad \text{Ec. 15}$$

$$M(x) = P(x - a) \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

V(x)= Cortante en cualquier punto del elemento empotrado de un lado para una carga puntual.

M(x)= Momento en cualquier punto del elemento empotrado en un lado para una carga puntual.

W= Carga distribuida.

x= Distancia de a análisis.

Comprobación de esfuerzos del elemento por ASD

De acuerdo con McCormac y Csernak (2013), la metodología ASD utiliza cargas de servicio que por lo general no son multiplicadas por factores de aumento o seguridad, al contrario se acumulan para diversos tipos de combinaciones, y por ende las fuerzas de mayor magnitud son usadas para realizar el diseño de los miembros. Por lo tanto, se encuentra con una filosofía basada en un enfoque determinista, por lo consiguiente, las cargas no se consideran de acuerdo a su naturaleza.

En el caso de elementos presforzados, se debe realizar un análisis por esfuerzos en ASD, para obtener un número de torones aproximado. Por otro lado, después estos esfuerzos se contemplan para verificarlos con los esfuerzos admisibles del concreto, se deben de acomodar para que el análisis se dé por etapas de carga que sufre el elemento.

Las etapas de carga que sufre un elemento presforzado, según: ACI 318 (ACI, 2014), generalmente corresponden a las siguientes:

- presfuerzo inicial después de la transferencia,
- presfuerzo inicial más peso propio del elemento,
- presfuerzo inicial más carga permanente total,
- presfuerzo efectivo más carga permanente total,
- presfuerzo efectivo más carga servicio esperada,
- y, la capacidad última a la rotura.

Se obtienen los esfuerzos aplicados en la sección del elemento para verificar que cumpla la sección transversal propuesta. Por medio de las ecuaciones 17 y 18 se calculan los esfuerzos, donde "M" es el momento ocasionado por la fuerza aplicada sin factorar, y "S" el módulo de sección superior o inferior del elemento:

$$f_{top} = -\frac{M}{S_{top}} \quad \text{Ec. 17}$$

$$f_{bot} = \frac{M}{S_{bot}} \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

f_{top} = Esfuerzo en la fibra superior.

M= Momento en la sección de análisis.

S_{top} = Módulo de sección superior.

f_{bot} = Esfuerzo en la fibra inferior.

S_{bot} = Módulo de sección inferior.

Para obtener el número de torones se debe de tener en cuenta que se ejecuta a través del esfuerzo efectivo que soporta el concreto mediante una sección transversal propuesta, de acuerdo a la experiencia del diseñador. Las ecuaciones 19 y 20, según Nawy (2009), indican cómo encontrar la cantidad de torones que necesita la sección de acuerdo a los esfuerzos.

$$P_e = \frac{A_c f_{pbot}}{(1 + eC_2)} \quad \text{Ec. 19}$$

$$N^{\circ} \text{ torones} = \frac{P_i}{A_p F_{pi \text{ máximo}}} \quad \text{Ec. 20}$$

Donde:

P_e = Fuerza de tensado efectiva.

A_c = Área de la viga.

f_{pbot} = Diferencia del esfuerzo de tensión y el esfuerzo admisible del concreto.

e= Excentricidad del refuerzo.

C_2 = Distancia de la fibra inferior al centroide del elemento.

P_i = Fuerza de tensado inicial sin pérdidas, que corresponde a la división del presfuerzo efectivo entre uno menos el porcentaje de pérdidas.

A_p = Área del tendón.

r^2 = Radio de giro del elemento.

$F_{pi \text{ máximo}}$ = Fuerza máxima que soportan los anclajes.

De acuerdo, a lo estipulado por el ACI (2014), se tienen los siguientes esfuerzos admisibles para el concreto:

$$f_{cadm} = 0,7f_{ci} \quad \text{Ec. 21}$$

$$f_{cadm} = 1,6\sqrt{f_{ci}} \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

F_{cadm} = esfuerzos admisibles en el concreto.

f_{ci} = esfuerzo a compresión del concreto a la hora de destensar el tendón presforzado.

Los esfuerzos admisibles según ACI (2014) por cargas permanentes y cargas de servicio, se evidencian en las ecuaciones 23 y 24:

$$f_{cadm} = 0,45f'_c \quad \text{Ec. 23}$$

$$f_{cadm} = 0,6f'_c \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

f_{cadm} = esfuerzos admisibles en el concreto.

f'_c = Resistencia última del concreto a los 28 días.

Capacidad última a flexión para concretos presforzados

La capacidad a flexión para elementos presforzados, se calcula de forma similar al concreto reforzado. Sin embargo, se deben considerar los esfuerzos producidos por el acero de presfuerzo, ya que este es tensado y por ende le dá al concreto una compresión, con el objetivo de que el elemento aumente su capacidad estructural y equilibre sus esfuerzos internos ante la aplicación de cargas. Los aceros de presfuerzo son materiales de gran desempeño mecánico, usados para resistir cargas en claros de gran magnitud.

Para este método de diseño a flexión, se obtiene un bloque equivalente de esfuerzos de acuerdo a

la figura 22.

$$\phi M_n = 0,9 \left(0,85 f'_c b a \left(c_p - \frac{a}{2} \right) + \Sigma A_{si} f_{si} (d_i - c_p) \right) \quad \text{Ec.26}$$

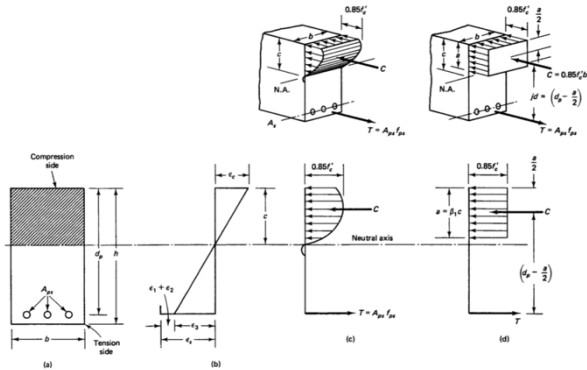


Figura 22. Bloque equivalente de esfuerzos.
Fuente: Obtenido de Nawy (2009).

Por lo tanto, el ACI (2014) propone los siguientes bloques equivalentes del esfuerzo:

- Para concretos con resistencias menores a 28 MPa se obtiene un $\beta = 0,85$.
- Para concretos con resistencias entre 28 y 55 MPa una resistencia según la ecuación 25:

$$\beta = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

β = Bloque equivalente de compresión del concreto.

f'_c : Resistencias del concreto a los 28 días en MPa.

- Para concretos de resistencia mayores de 55 MPa con un $\beta = 0,65$.

En lo que respecta al momento resistente de flexión del elemento, se calcula mediante la ecuación 26 como lo estipula Nawy (2009), tomando en cuenta el acero de refuerzo y el de presfuerzo, así como el aporte mínimo del concreto a flexión. Esta capacidad a flexión aportada por el elemento, debe ser comparada con el momento de diseño, en el cual se genera una combinación de cargas que contempla a todos los eventos al que estará sometido el viaducto durante su vida útil (cargas temporales, permanentes y naturales).

Donde:

ϕ = Factor de reducción de capacidad de la metodología LRFD.

M_n = Momento nominal del elemento.

f'_c = Resistencia del concreto a los 28 días.

b = El ancho del elemento a usar.

a = Es la multiplicación de c_p por el coeficiente de bloque de esfuerzos equivalentes.

c_p = Distancia fibra superior a centroide de torones.

A_{si} = Área transversal del acero a usar.

f_{si} = Fluencia del acero a usar.

d_i = el mayor valor entre: la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de presfuerzo o refuerzo o $0,8h$.

Finalmente, en el concreto se calcula un momento de agrietamiento, que es generado por la tracción de acuerdo al ACI (2014). Estos agrietamientos se deben de verificar, con el objetivo de no proporcionarle al acero una carga no contemplada, que lo podría afectar. Ya que el concreto solo resiste a flexión una parte pequeña de lo que resiste a compresión, y podría verse afectado por cargas que lo someten a tracción, los cuales generan grietas (fallo del concreto). Por lo que el momento de agrietamiento se calcula por medio de la ecuación 27.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_c} \left(\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e_p C_2}{r^2} \right) + 2\sqrt{f'_c} \right) \quad \text{Ec. 27}$$

Donde:

M_{cr} = Momento de agrietamiento.

I = inercia del elemento.

y_c = distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tracción, sin considerar el esfuerzo.

P_e = fuerza efectiva de tensado.

A_c = área de la viga.

e_p = excentricidad de los torones o tendones.

C_2 = distancia de la fibra en flexión hasta el centroide de la sección.

r^2 = radio de giro de la sección transversal del elemento.

f'_c = resistencia del concreto a los 28 días.

Capacidad última a cortante para concretos presforzados

Las cargas externas aplicadas a los elementos producen cortantes, en el elemento. Se requiere de un refuerzo transversal para contrarrestar esta fuerza a la que es sometida el elemento.

El diseño por cortante se realiza de igual forma que el concreto reforzado como lo propone el ACI (2014), mediante la ecuación 28:

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de capacidad de la metodología LRFD.

V_n = Cortante nominal.

V_c = Cortante aportado por el concreto.

V_s = Cortante aportado por el refuerzo transversal.

V_u = Cortante último.

La resistencia al cortante por medio del concreto se debe de calcular mediante la ecuación que aparece a continuación:

$$V_c = \left(0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d_p \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

V_c = Cortante aportado por el concreto.

λ = factor de cortante.

f'_c = resistencia del concreto a los 28 días.

V_u = cortante último.

d_p = el mayor valor entre: la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de presfuerzo o 0,8h.

M_u = momento último.

b_w = espesor del ala.

La resistencia al cortante del concreto se ve limitada de acuerdo a como lo indican las formulas 30 y 31, en donde establecen un límite superior e inferior de aporte del concreto al cortante, de acuerdo al ACI (2014).

$$V_c \leq 1,33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p \quad \text{Ec. 30}$$

$$V_c \geq 0,53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p \quad \text{Ec. 31}$$

Donde:

λ = factor de cortante.

f'_c = resistencia del concreto a los 28 días.

b_w = espesor del ala.

d_p = el mayor valor entre: la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de presfuerzo o 0,8h.

El aporte de cortante del acero de manera conservadora para elementos presforzados, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones según el ACI (2014):

$$V_s = \frac{A_v f_y d_p}{S} \leq 2,13\sqrt{f'_c} b_w d_p \quad \text{Ec. 32}$$

Donde:

V_s = Cortante aportado por el refuerzo transversal.

A_v = área transversal del acero propuesto.

f_y = fluencia del acero de refuerzo.

d_p = el mayor valor entre: la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de presfuerzo o 0,8h.

S = separación de los aros.

f'_c = resistencia del concreto a los 28 días.

b_w = espesor del ala.

Es posible contemplar el aporte a cortante del acero de presfuerzo, y se utiliza solo cuando este presenta una desviación angular a nivel longitudinal. Debido a la inclinación de los tendones, este genera una componente vertical que contribuye a reducir el cortante de diseño, y, además es necesario saber que su contribución no se mejora al aumentar de forma directa las cargas, sino que se produce despacio, según Nilson (2001). Se adjunta la figura 23 donde se aprecia de mejor manera.

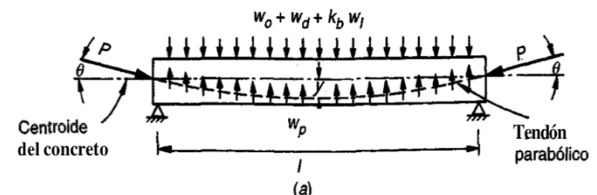


Figura 23. Componente vertical del presfuerzo que aporta al cortante.

Fuente: Obtenido de Nilson (2001).

Deflexiones

De acuerdo a las deflexiones máximas permitidas, se refiere a AASHTO (2017). Dicha deflexión máxima es usada para puentes sin paso peatonal, pero, según ACI 318, indica que para elementos presforzados debe ser una relación que se obtenga un resultado mayor, es decir, una deflexión permitida mayor. Sin embargo, se hace uso de la ecuación 33 para ser más conservadores en el diseño.

$$\delta_{adm} \leq L/800 \quad \text{Ec. 33}$$

Fuente: Obtenido del AASHTO (2017).

Donde:

L= longitud del elemento en milímetros.

δ_{adm} = deflexión permitida en milímetros.

Al determinar las deflexiones en este proyecto se usó la siguiente ecuación general, que toma en cuenta la carga del camión de diseño sobre el elemento a flexión. Cabe destacar que se utilizó la ecuación planteada por el AISC (2010).

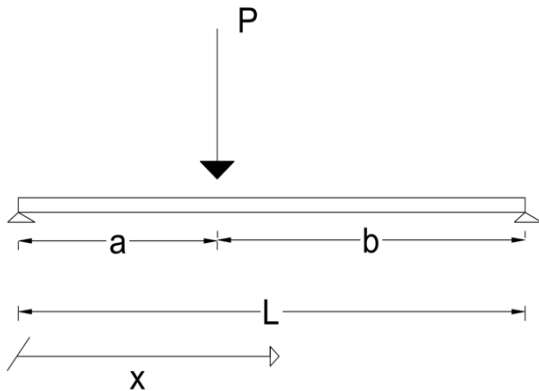


Figura 24. Elemento simplemente apoyado usado para el cálculo de deflexiones.

Fuente: Obtenido de Vargas (2013).

$$\Delta_x = \frac{Pbx}{EIL}(L^2 - b^2 - x^2) \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

P= carga de los ejes del camión de diseño.

b= distancia del apoyo derecho a la posición de la carga.

x= Distancia de interés a medir la deflexión, con $x \leq a$.

a= Distancia del apoyo izquierdo a la ubicación de la carga.

E= módulo de elasticidad del elemento.

I= inercia transversal del elemento.

L= longitud total del elemento.

Calidad

La calidad es el grado, en donde un conjunto de características inherentes cumple con los requisitos (ISO 9001, 2015). Además, este parámetro que se le asigna a un objeto o servicio (calidad), suele identificarse de manera cualitativa por medio de palabras, como: malo, bueno y excelente. La calidad no es igual para todos los procesos, servicios o productos, por lo que para cada uno se deben de acatar las normas respectivas que regulan la calidad del mismo.

En el caso de la calidad de elementos estructurales en la construcción, se deben de tomar en cuenta una serie de puntos que generen un sistema de gestión de calidad, que si se evalúan correctamente se podrán obtener elementos desde la perspectiva técnica, óptimos. Dichos puntos son los siguientes:

- verificar las fuentes de entrada,
- presentar especificaciones técnicas que respalden las entradas,
- puntos de control durante la actividad, para dar seguimiento a mediciones y desempeño,
- verificación de resultados o de las salidas de acuerdo a lo esperado,
- y, evaluar los procesos posteriores si existieran.

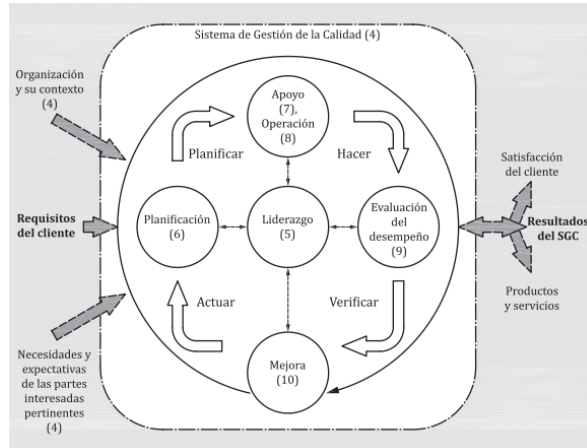


Figura 25. Proceso para la calidad según ISO 9001.
Fuente: ISO 9001, 2015.

Se debe evaluar en los elementos estructurales los siguientes criterios, según ISO 9001 (2015): desempeño, conformidad, confiabilidad, propiedades, durabilidad, estética, respuesta y servicio. Sin embargo, no todos los criterios anteriores tienen que cumplirse, de acuerdo con Navarro (2014). Debido a que cierto criterio podría ser adecuado para controlar la calidad de cierto elemento, y en otro resulta no ser relevante, al depender de cuáles aspectos describen mejor al producto.

Control de calidad

Según ISO 9001 (2015), es la intervención de un tercero en donde se involucra en un proceso de transformación, con el fin de cumplir con un estándar de calidad normado, a través de la aplicación de una serie de técnicas y procedimientos. Por lo tanto, el control de calidad posee de tres etapas fundamentales, según Navarro (2015):

1. determinar qué se desea cumplir (Aseguramiento de calidad),
2. establecer cómo se logrará lo que se desea, mediante el uso de las especificaciones respectivas (Control de calidad como actividad),
3. y, comparar lo que se desea con lo que se obtuvo mediante una inspección (Verificación).

En la construcción, se busca un proceso de inspección definido, que se respalde con las normas respectivas. El proceso debe ser eficiente

y eficaz, para que, por medio de logros debido al cumplimiento de parámetros mínimos y mejoras continuas, se alcance la excelencia.

Estandarización

La estandarización se refiere a una serie de pasos que se establecieron previamente, con el fin de obtener, repetidamente, los mismos resultados favorables. Por lo que, mediante la estandarización se pretende: mejorar el desempeño, relacionar las acciones a un resultado eficiente y eficaz, el mejoramiento de procesos, y que funcione como diagnóstico al minimizar la variación.

Sin embargo, dicho método requiere que las personas involucradas en el proceso se comprometan, que la capacitación del personal sea continua, y que el método usado para estandarizar sea entendible, seguro y el adecuado para la actividad deseada.

De acuerdo con Navarro (2014), la estandarización en el sector de la construcción para cada proceso no es posible, ya que los proyectos presentan sus características específicas o imprevistos que lo hacen único. Sin embargo, se definen aspectos generales (que no cambian o es poco probable), los cuales estandaricen ciertas prácticas, y que de acuerdo al criterio técnico del ingeniero las adapte a su proyecto.

Inspección en las construcciones

Es la vigilancia o atención que el profesional o grupo de profesionales suministra durante el proceso de ejecución de una obra, con el fin de que esta se realice de conformidad con la normativa que corresponde al trabajo, los planos de construcción, especificaciones técnicas y demás documentos que forman parte del contrato (CFIA, 2019).

La inspección es de suma importancia para determinar anomalías en la construcción o en el proceso constructivo, que generen problemas a futuro. Por lo consecuente, es de gran relevancia realizar al menos una visita cada siete días para

evaluar dichos procesos y productos finales como lo dicta el CFIA (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos). Por lo tanto, los profesionales que deberían realizar inspecciones estructurales son Ingenieros en Construcción Civiles o técnicos que estén especializados en esta área, según la magnitud de la obra.

Algunos de los requisitos o características que debe poseer un inspector, según la encuesta realizada a profesionales de ingeniería en construcción y civil son:

- **Experiencia:** se relaciona con la cantidad de práctica o de vivencia que se ha tenido sobre un tema. Por lo tanto, es sumamente importante que sea un ingeniero (construcción o civil) o técnico con cierto nivel de experiencia laboral en inspección estructural, para tener criterios u opiniones seguras y concisas.
- **Criterio:** se refiere a la capacidad de opinar de una manera técnica de forma acertada, y que esta le permita llegar a una solución de acuerdo a la situación presente. Este criterio está ligado a la experiencia por medio de las vivencias que ha tenido el profesional, también, está apegado a los documentos que consulte, ya que en ocasiones se encuentra información que guían al profesional en su actuar.
- **Transparencia:** siempre actuar con el debido profesionalismo, para generar un trabajo en el cual nadie se vea afectado.
- **Observador:** que esté atento a todo el proceso de fabricación o construcción, para evidenciar posibles detalles que merecen importancia en el resultado final.
- **Comunicativo:** poseer una buena comunicación entre el cliente y contratista ante una anomalía o necesidad, para proponer soluciones técnicas adecuadas, y no obstaculizar el avance de la obra.
- **Ordenado:** generar reportes de su labor diaria como inspector para documentar toda actividad deficiente, o buenas prácticas.
- **Conocedor de temas de diseño:** una persona con amplios conocimientos que ante cualquier eventualidad que afecte la integridad estructural del elemento, pueda identificarlo, generar su debido reporte y tomar una decisión si se diera el caso.

- **Presentar autoridad:** que sus decisiones sean tomadas en cuenta y que cumpla con el deber de inspector (verificar procesos y reportar).

Herramientas de inspección

Son documentos capaces de estandarizar y facilitar la inspección estructural. Estos sirven de guía para que el inspector a cargo realice su trabajo de manera eficiente, y que los aspectos a verificar sean cubiertos en su totalidad con base en la normativa referente. Además, de acuerdo con Navarro (2014), estos documentos son utilizados para definir los requisitos y exigencias mínimas de aceptación.

Algunos tipos de herramientas usadas en el documento actual, se detallan a continuación:

Lista de verificación

Restrepo y Cardona (2014) indican que las listas de verificación son una herramienta que contienen: ítems, factores, propiedades, aspectos, criterios, dimensiones o comportamientos, para controlar el desarrollo de un proceso o actividad.

Las listas de chequeo son utilizadas para:

- trazabilidad de actividad,
- sistematizar una actividad y mejorar el proceso de realización,
- claridad en el orden del proceso a realizar,
- facilitar las inspecciones y determinar los errores fácilmente,
- recuperación de datos para el análisis,
- y, generar reportes del proceso observado.

Memorias de cálculo

Son documentos que son capaces de justificar un diseño realizado, en donde se describe muy minuciosamente los cálculos ejecutados para generar cierta estructura o material. Por lo consecuente, estos documentos detallan las premisas de diseño utilizadas dentro de las cuales se pueden encontrar: geometría (apariencia

arquitectónica), capacidad económica del cliente, consideraciones ambientales, normas, leyes y reglamentos de diseño contemplados, filosofía de diseño, localización de la estructura y material a seleccionar de acuerdo a sus beneficios.

Las memorias de cálculo son de ayuda para el inspector debido a que con ellos se verifica, comprende y cumple con los criterios que fueron usados para el diseño respectivo. Los documentos de cálculo utilizados en una planta de elementos prefabricados son:

- memoria de cálculo estructural,
- y, memoria de cálculo del diseño del concreto.

Documentos de certificaciones para equipos y materiales

De acuerdo con el Instituto Mexicano del Concreto y Cemento (2009), una certificación es un documento que respalda a un procedimiento, material o servicio de acuerdo a las normativa y lineamientos nacionales e internacionales, que rijan para cierta área. Por lo tanto, estos documentos le aseguran al inspector que la actividad, equipo o material a evaluar cumple con los estándares de calidad normados, por lo que se podrá obtener un resultado de confiabilidad.

Medidas

La medición es el procedimiento que permite obtener la magnitud de una propiedad. Las mediciones son directas e indirectas (Navarro, 2014). Las medidas, por lo general, están relacionadas a un margen de error humano o de instrumentos usados, que se considera como aceptable si se cumple con la tolerancia indicada.

Tolerancias

Las tolerancias corresponden a rangos dentro de las cuales varía una medida realizada. Por lo tanto, brinda un nivel de error aceptable.

De acuerdo con Navarro (2014), indica que las tolerancias se les aplican a los productos finales (terminados), y no a encofrados, guías y maestras de construcción como se suele creer.

Por lo tanto, según el CSCR-2010, indica que el diseñador estructural responsable será el encargado de indicar las tolerancias que se usarán para el diseño en lo que respecta a la fabricación y montaje. Además, por otro lado, dichas tolerancias se deberán verificar por medio de inspecciones adecuadas realizadas por profesionales.

Planos de taller

Son documentos que se utilizan en taller, con el objetivo de ir construyendo lo que el diseñador estructural contempló. Estos documentos, son relevantes para la inspección, ya que traen especificaciones que se deben cumplir, y medidas que se deben usar, para que el diseño sea el aprobado con el cliente. Por lo tanto, los planos deben ser legibles y entendibles, con el fin que las personas que sepan leer estos logren entenderlos de la mejor manera, y para que se cumpla con los requerimientos preestablecidos en los mismos.

Dichos documentos, según el CSCR-2010, deben presentar la siguiente información según corresponda:

- planos de corte o despiece con sus tolerancias,
- preparación de bordes para soldaduras,
- ubicación de perforaciones de pernos,
- ubicación de accesorios para montaje,
- secuencia de armado y soldadura de piezas,
- procedimiento, técnica y secuencia de soldadura,
- preparación de superficie para pintura,
- planos y secuencia de montaje,
- especificación de conectores mecánicos,
- dimensiones geométricas del elemento,
- propiedades del acero de refuerzo y del concreto a usar,
- empalmes, longitudes de anclaje y diámetros de doblado de acero,
- y, la normativa con la que debe cumplir cada material.

Bitácora

Según el CFIA (1997) la bitácora es: “un documento certificado por el Director Ejecutivo del Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos,

debidamente encuadernado y foliado; donde el profesional responsable de la construcción y sus especialistas, deberán dejar constancia escrita de su actuación profesional, conforme con lo establecido en este Reglamento Especial.” En donde actualmente se brindan las bitácoras por el CFIA de manera digital, por lo tanto ya no brindar las bitácoras impresas como lo hacían con anterioridad.

Este documento es usado para los siguientes fines:

- evidenciar el actuar del profesional durante el desarrollo de la obra y de sus colegas, que de alguna u otra forma estuvieron involucrados en la construcción;
- documento de respaldo ante cualquier problema o culpabilidad al ingeniero responsable, con el fin que sirva de

defensa y respaldo ante cualquier problema legal o duda de cualquier particular relacionado al proyecto.

Metodología

A continuación, se presenta la metodología que se siguió para desarrollar cada objetivo de la práctica. La metodología a seguir está relacionada con la verificación de la capacidad de los elementos presforzados del viaducto (viga y dintel) de Circunvalación Norte, control de calidad del contratista, y de la estandarización del proceso de inspección de estos elementos.

Investigación bibliográfica

Se consultaron una serie de recursos bibliográficos como: libros, tesis, revistas, y demás, que fueron de relevancia para concretar un trabajo confiable. Además, ayudó a la retroalimentación y generación de nuevo conocimiento en la inspección estructural, en el diseño de elementos presforzados y en el control de calidad.

Por lo tanto, algunas de las instituciones y documentos consultados relevantes, son los siguientes:

- Instituto del Concreto Presforzados y Prefabricado, PCI.
- Instituto Costarricense del Cemento y Concreto, ICCYC.
- Especificaciones de diseño para puente, AASHTO LRFD.

- Instituto Americano del Concreto, ACI.
- Diagnóstico de procedimientos de inspección estructural y propuesta de herramientas de estandarización del autor el Ing. Navarro, A.H.
- Principios prácticos para la prefabricación y aplicación de presfuerzo en concreto del autor el Ing. Méndez, J.
- Manual de especificaciones para la Construcción de carreteras, caminos y puentes, CR-2010.
- Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas.
- El libro de “Concreto Presforzado” del autor Nawy, E.G.
- Normas de la Sociedad Americana para pruebas y Materiales, ASTM.
- Instituto Mexicano del Concreto y Cemento, IMCYC.

Análisis estructural

Se realiza un análisis estructural usando la geometría del viaducto que se presenta en Circunvalación Norte. Por lo consiguiente, parte de esta se observa en la figura 26, en donde se aprecian 8 vigas de iguales dimensiones, y dos dinteles donde cada uno soporta 4 vigas.

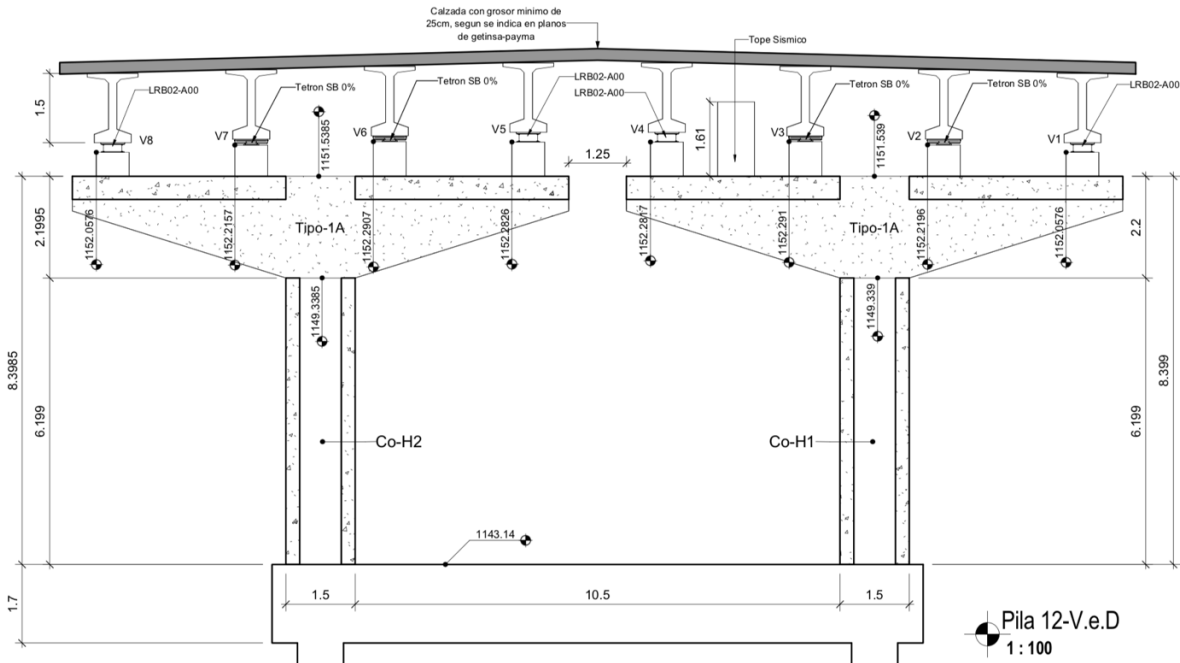


Figura 26. Vista transversal del viaducto.
Fuente: Obtenido del CONAVI.

Como primer paso se adquirieron las propiedades mecánicas y geométricas de los materiales. Estas fueron brindadas por la UNOPS y otra parte de la bibliografía consultada. Al realizar la verificación del diseño, las propiedades que se utilizaron fueron las mismas para establecer una mejor comparación.

Para el análisis de la carga viva se tomó la vehicular y la del carril de diseño. Por lo tanto, la carga aportada por el vehículo se consideró de acuerdo a líneas de influencia ubicarla a la mitad de las vigas longitudinales, como se observa en la figura 27, donde se genera la mayor magnitud de momento, y para el cortante se procedió a situar en el inicio del elemento, donde se dan los cortantes críticos. Cabe mencionar que la carga vehicular de mayor importancia fue la generada por el camión de diseño y no la del tandem. Además, para el carril de diseño se utilizó una carga de 0,94 ton/m en un ancho de 3,6 m.

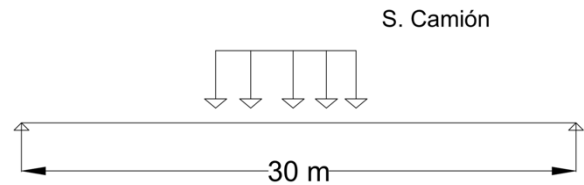


Figura 27. Posición de la carga vehicular en la viga longitudinal del viaducto.

Dentro de las cargas permanentes que fueron utilizadas para las vigas se encuentran: las barreras New Jersey, peso propio de losa, peso propio de la viga y peso propio de la carpeta asfáltica. Los valores de la carga distribuida por cada uno de estos fueron brindados por personal del CONAVI.

Seguidamente se utilizaron los factores de distribución de momento y cortante (vigas internas y externas) y el de importancia para afectar las cargas obtenidas. Con el fin de proceder, seguidamente, a la combinación de estas con los factores de mayorización que propone la filosofía LRFD.

Por otro lado, para el dintel se tomó como carga vehicular dos ejes de 14,8 ton del camión de diseño, actuando justamente encima de la sección

a flexión del dintel como se muestra en la figura 19, ya que cada mitad del dintel soporta dos carriles del viaducto. Además, se consideraron las cargas utilizadas para el diseño de las vigas con sus respectivos factores de importancia y distribución, el peso propio del diafragma y el peso propio del elemento a diseñar (dintel), para posteriormente realizar las combinaciones de carga respectivas.

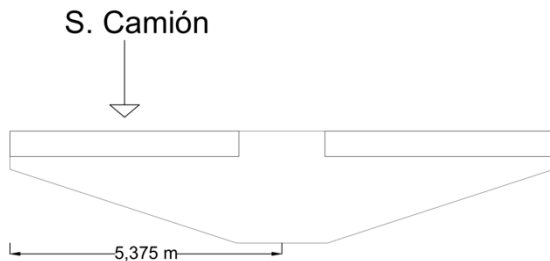


Figura 28. Posición de la carga viva vehicular en el dintel del viaducto.

Cabe mencionar que se dividieron las vigas y dinteles en varias secciones para determinar los esfuerzos internos, momentos y cortantes que afectan a lo largo de la viga. Además, en este análisis solo se incluyen cargas gravitacionales, por lo que las de sismo y viento no se tomaron en consideración.

Diseño de elementos presforzados

El diseño de los elementos se obtuvo mediante la investigación de documentos referentes al tema, entre los cuales se encontraron la Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD y el ACI-318.

Para ambos elementos (viga y dintel), se procedió a obtener las pérdidas debido al presfuerzo, capacidad a flexión, cortante y longitudes de desarrollo correspondientes, usando las dimensiones geométricas evidenciadas en los planos de los elementos a verificar. Se debe destacar que, para el dintel se requirió usar el diseño de una losa, y de un puntal.

Para el cálculo a flexión de los elementos presforzados, se dividió, primeramente, la longitud total del elemento en secciones. Para aplicar un análisis de esfuerzos internos en el elemento (filosofía ASD), que se realizó para determinar los esfuerzos generados por cada una de las cargas que se contemplaron. En el análisis se incluyó los esfuerzos generados por los torones, cargas permanentes y temporales, para encontrar la carga de tensado efectiva que se le aplicará al acero de presfuerzo, y, luego determinar su número, como se observa en la figura 29.

NÚMERO DE TORONES

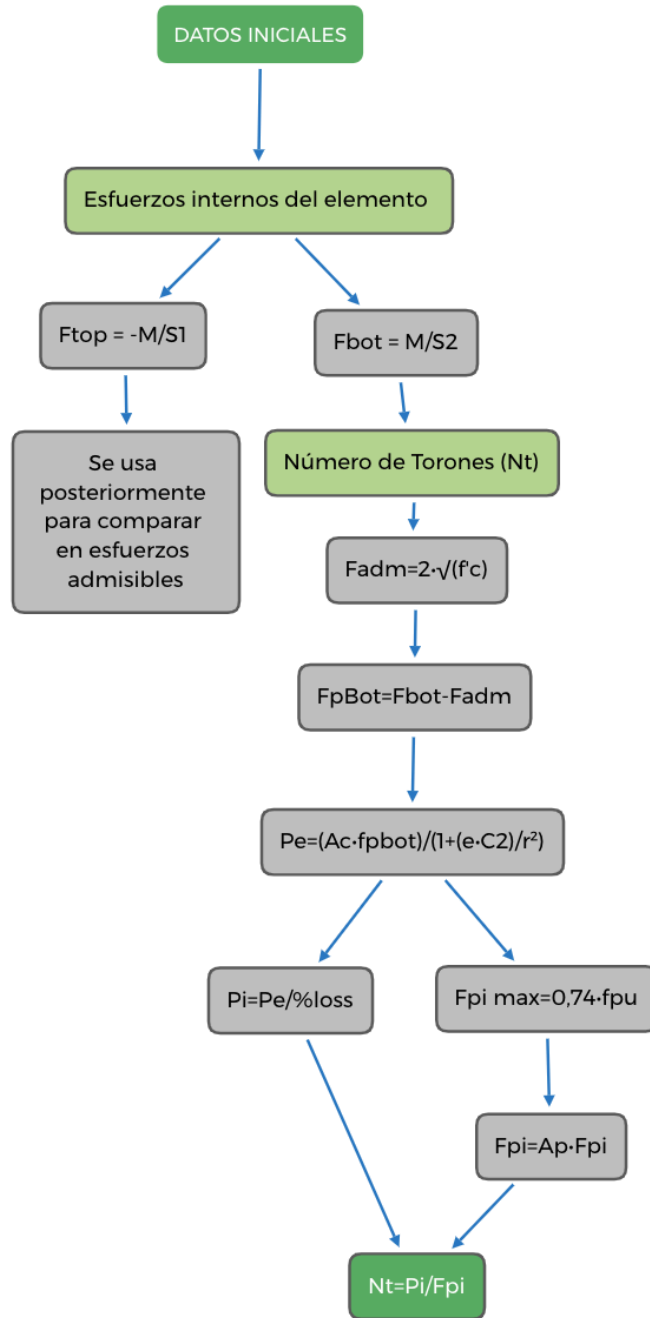


Figura 29. Determinación de la cantidad de torones mediante un análisis de esfuerzos.

Mediante la obtención de la cantidad de torones, se procedió a realizar el cálculo de las pérdidas generadas por el presfuerzo. En este se contemplaron diferentes pérdidas que pueden ser

de suma importancia, para verificar el aporte a flexión por parte de este acero. El procedimiento usado se muestra en la figura 30.

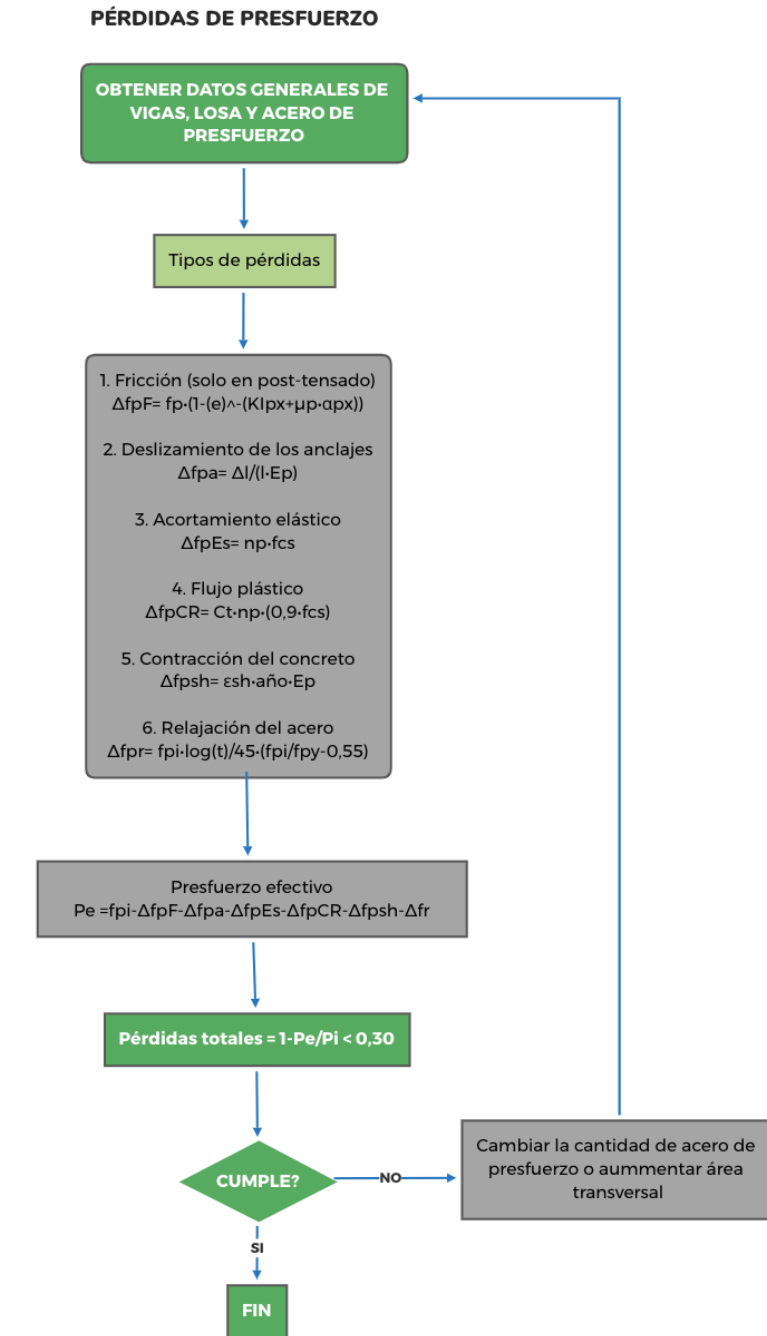


Figura 30. Pérdidas del presfuerzo.

Para los esfuerzos admisibles, que soporta la sección de concreto de los elementos usados en la construcción del viaducto, se verifica la zona en tensión y compresión de la sección transversal.

Para esto se procede a seguir el proceso representado en la figura 31, según lo estipulado por el ACI (2014).

VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

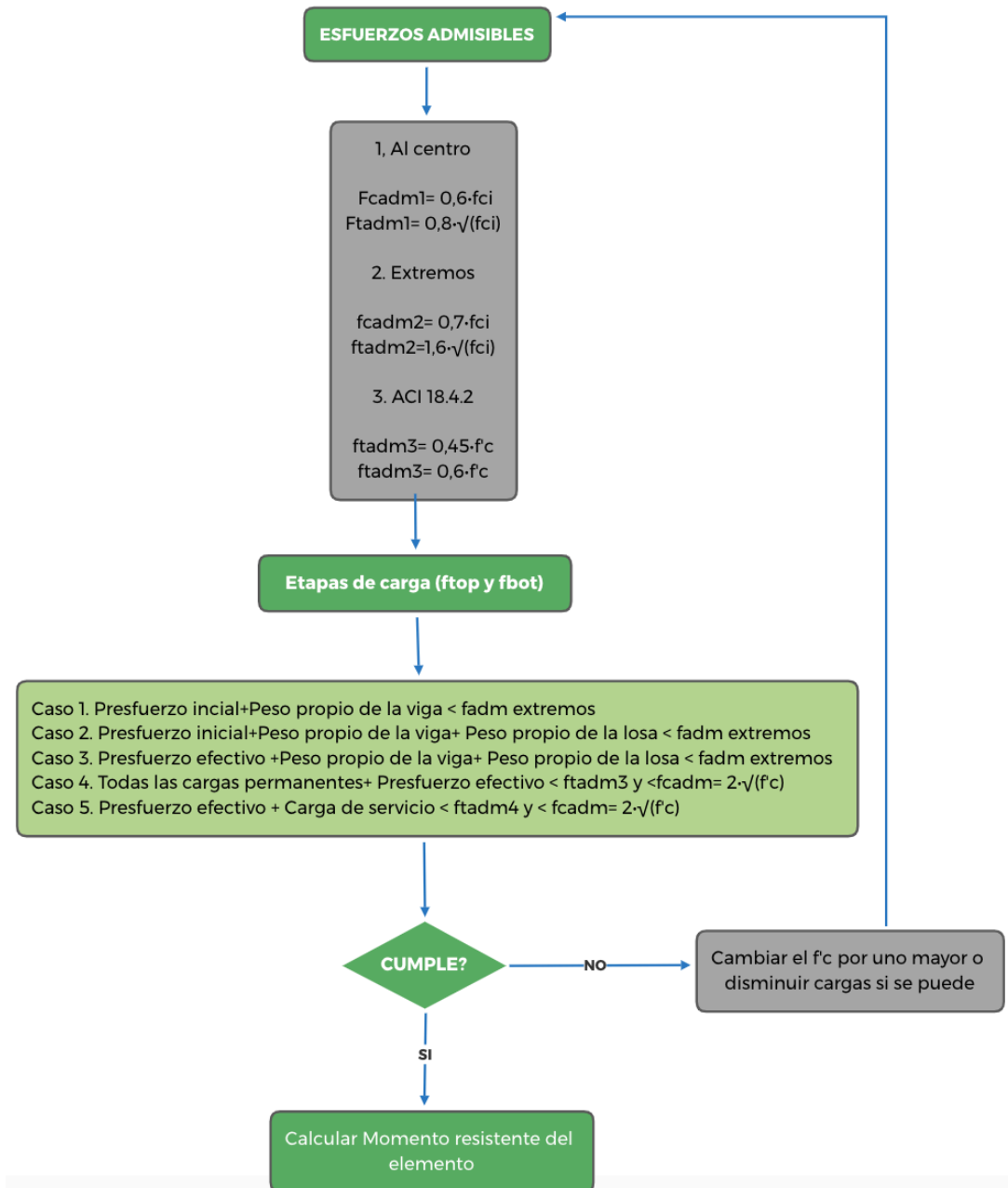


Figura 30. Verificación de esfuerzos.

Para el cálculo de la resistencia nominal a la flexión, se usó el método detallado. En el que se contempla un número “n” de capas, y se determina el aporte de cada capa a flexión, según sea su excentricidad al centroide del elemento. Además, se usan componentes de deformación por cada

capa de acero usada para obtener el esfuerzo de falla, y después calcular el momento nominal a flexión según acero y sección usada. Se muestra la figura 31, para mostrar el proceso respectivo.

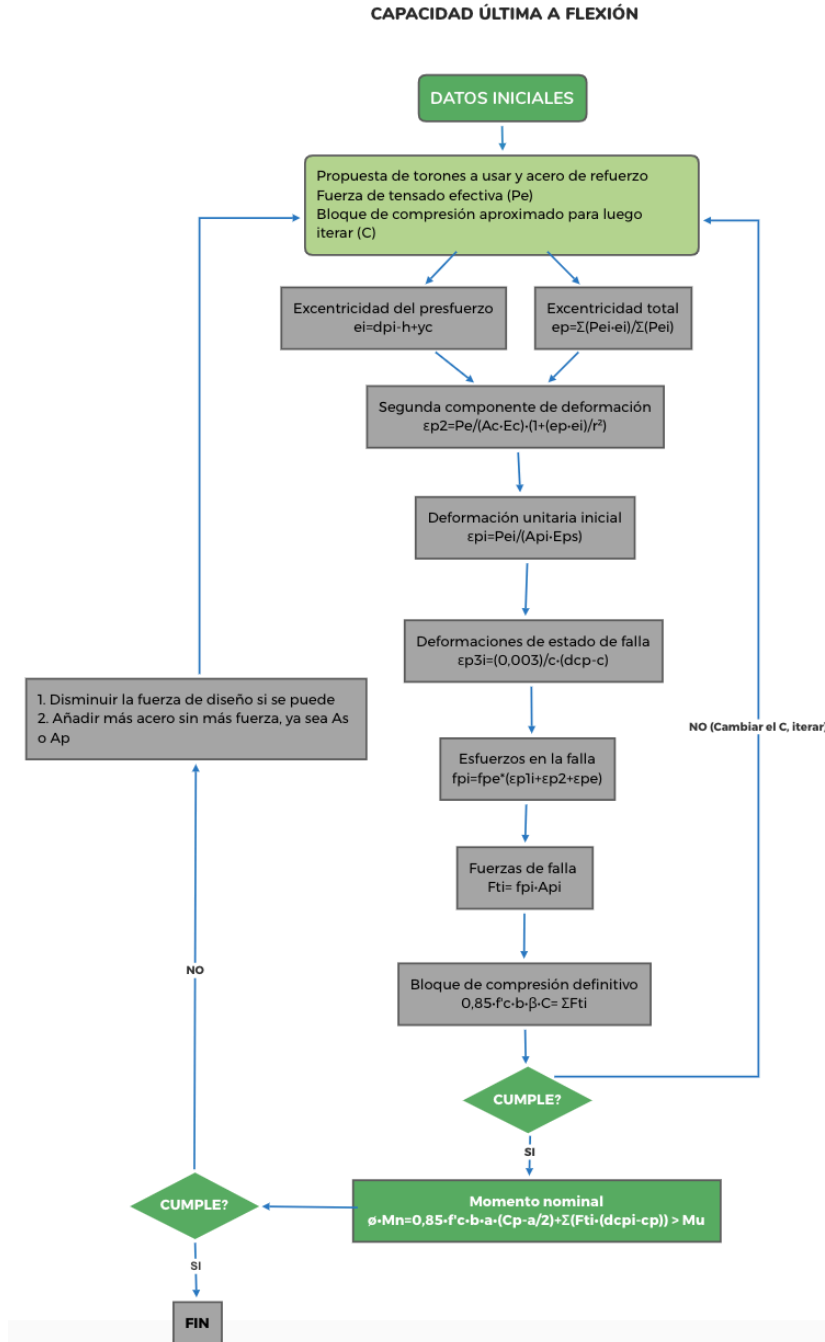


Figura 31. Cálculo de momento nominal.

Para efectos del cálculo de la resistencia al cortante, se decidió usar el método conservador del ACI (2014), donde no contemplan el aporte que genera el acero de prefuerzo a resistir cortante. Debido al ser estructuras de suma importancia, por la cuales transitan cientos de personas, y con

cargas muertas importantes. Por lo consecuente, se toma el cálculo de cortante como el diseño de un concreto simplemente reforzado, y siguiendo el proceso que se muestra en la figura 32.

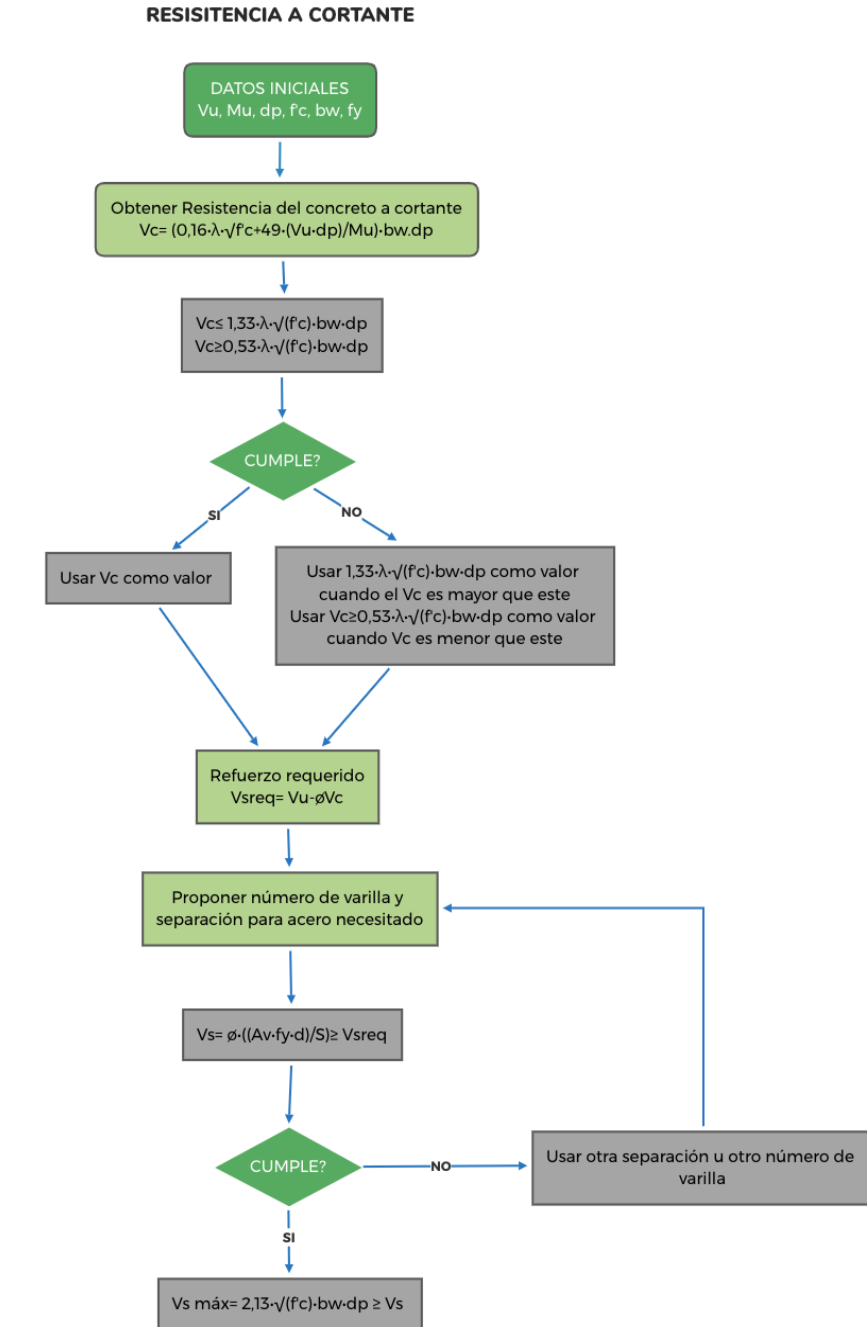


Figura 32. Cálculo de resistencia a cortante.

Para longitudes de desarrollo y diámetros de dobles del acero de refuerzo, se usaron las especificaciones brindadas por el ACI 318 (ACI, 2014) en la sección 25.4. El cual establece ciertas relaciones con respecto al diámetro, resistencia del concreto a la compresión, y el esfuerzo de fluencia del acero, para calcular estos parámetros.

El dintel posee una losa que es la encargada de unir a los dos elementos que se

encuentran en flexión donde se apoyan las vigas longitudinales en ambos lados, para darle continuidad al viaducto. Por lo que se diseñó dicho elemento como una losa en una dirección, según lo propuesto por el ACI 318 (ACI, 2014), ya que actúa en conjunto con los elementos laterales en flexión. Los pasos usados se observan en la figura 33.

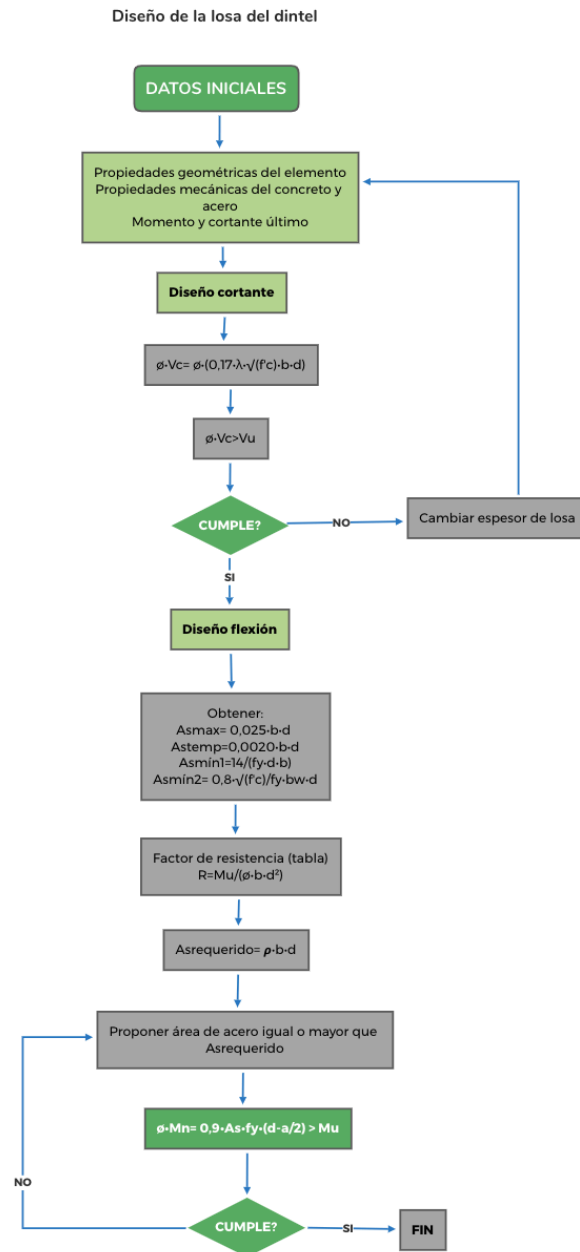


Figura 33. Diseño de cortante y flexión de la losa del dintel.

Debido a la variación de esfuerzos por el cambio de sección que presenta el dintel, se decidió verificar la parte inferior del mismo elemento como si fuera una columna a compresión pura, de acuerdo con lo estipulado por el ACI (2014), para elementos donde se deba considerar el método de

diseño de puntal-tensor. Cabe destacar, que no se ejecutó un modelo de un elemento tipo cercha como lo plantea el ACI (2014), sino que se verificó la capacidad a compresión de la parte inferior del dintel. El procedimiento se muestra en la figura 34.

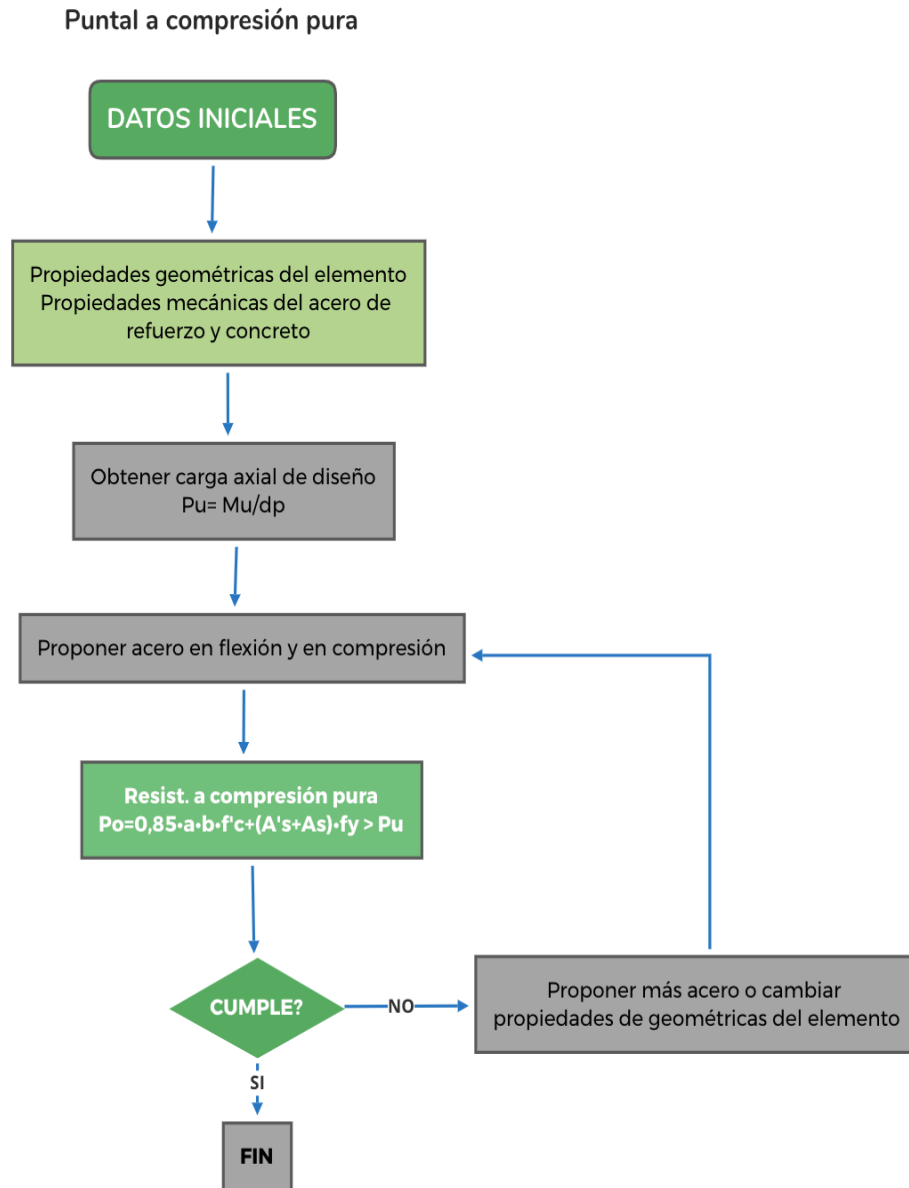


Figura 34. Capacidad del puntal a compresión.

Para las deflexiones se usó la ecuación 34, en donde se posiciona el segundo eje del camión de diseño en el centro de la viga, donde el momento

es mayor. Por lo consiguiente, se procede a calcular el aporte de todos los ejes y seguidamente se suman las deflexiones generadas por cada uno,

para ser multiplicadas por 1,33 (factor de mayorización). Posteriormente, se compara con la deflexión admisible. Se adjunta figura 35 para mayor detalle.

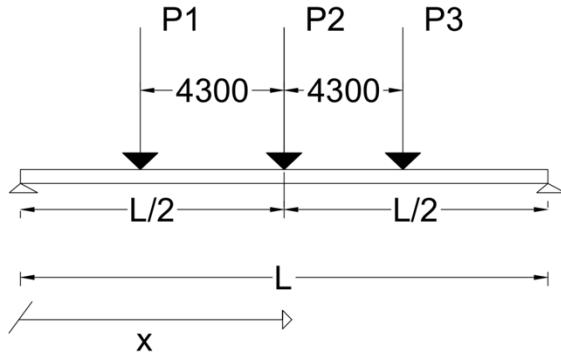


Figura 35. Ilustración de posición de los ejes para calcular la deflexión generada por cada uno.

A lo último se procedió al dibujo de las secciones respectivas diseñadas, para realizar la verificación de los resultados finales con los observados en planos, y en la planta de producción de estos elementos. Además, para facilitar la comprensión del diseño realizado.

Evidencia fotográfica

Mediante una serie de visitas a las plantas de productos prefabricados, se tomaron fotos a elementos y actividades que se consideraron importantes. Además, por parte de la institución supervisora del proyecto UNOPS (Oficinas de las Naciones Unidas de Servicios para Proyectos) se facilitaron fotos relevantes, que se contemplaron para respaldar el análisis de resultados.

El registro fotográfico evidencia varios problemas que se obtuvieron durante el proceso de fabricación de elementos, y de los resultados finales de los mismos (elementos terminados), dentro de los cuales se destacan los siguientes:

- Segregación.
- Huecos donde se observa el acero.
- Grietas en el concreto.
- Juntas frías.
- Reporte de tensado de los torones incompleto.
- Colado de elementos en condiciones climáticas no adecuadas.

- Fugas de pasta en los durmientes del encofrado.
- Falta de seguridad en la zona de tensado.

Dichas fotos sirvieron con el objetivo de diagnosticar el control de la calidad por parte de la empresa ejecutora del proyecto para evidenciar las actividades, tipos de acero, oxidación del acero y entre otros aspectos de más mencionados.

Visitas a las plantas de productos prefabricados

Se realizaron visitas, para conocer las prácticas constructivas que se realizan en la planta. Además, para facilitar el análisis de la ejecución y el proceso de control de calidad de los elementos en estudio.

En las visitas se estuvo acompañado de profesionales en temas de control de calidad e inspección, lo que facilitó determinar a qué temas darles importancia, y obtener experiencia de cómo desenvolverse en el sector de la gestión de la calidad. Además, se realizaron medidas importantes para la sección de los resultados.

Documentos complementarios

Mediante la solicitud a UNOPS de documentos respectivos al control de calidad en las plantas, se obtuvieron memorandos, reportes de pago, protocolos de control de la calidad y planos. En los memorandos se consiguió evidencia de problemas o malas prácticas que se realizaban en donde se le pedía al consorcio solución de los mismos. Por otro lado, lo que son los reportes de pago, se brindaron resultados finales de ensayos para cada elemento, como resistencia del concreto, contenido de aire, reportes de tensado, entre otros. En el caso de los planos, brindaron especificaciones a considerar para la fabricación, y las dimensiones de acuerdo al diseño estructural previo.

Los documentos técnicos aportados por la UNOPS se analizaron para compararlos con las tolerancias, e identificar si estos estaban dentro de lo indicado como aceptable en la normativa correspondiente.

Encuestas

Se aplicaron 21 encuestas electrónicas para respaldar y fundamentar cómo realizar una correcta inspección de elementos presforzados, y, qué criterios técnicos tomar en consideración.

En esta encuesta se usaron algunas preguntas cerradas, pero en su mayoría abiertas, para el criterio del profesional. En el caso de las preguntas abiertas facilitaron que el ingeniero respondiera con libertad, al brindar la respuesta a de cómo él consideraba necesario para aportar información valiosa. Por otro lado, las preguntas cerradas, se usaron para preguntas básicas de selección única, en donde el encuestado elegía la que consideraba adecuada.

Las encuestas se les aplicaron a ingenieros civiles y de construcción, con conocimientos en las áreas de: estructuras y administración de proyectos. Para obtener el juicio de ingenieros que estén involucrados en el día a día en la producción de dichos elementos, en su verificación o en algún tema relacionado al control de la producción de elementos de concreto o construcción.

Dicha información recolectada se analizó, y se procedió a usar para determinar qué temas de importancia incluir en el manual de: "Lineamientos de inspección para elementos presforzados", y así realizar una eficiente y controlada inspección de acuerdo a experiencias de los encuestados. Por lo que se obtuvieron algunos estándares mínimos, errores constructivos, recomendaciones necesarias para distintas actividades, documentos útiles, características de un inspector, entre otros temas que consideraron los ingenieros encuestados de relevancia para una inspección rutinaria eficiente.

Resultados

Diseño de elementos presforzados

Se muestra a continuación los resultados relevantes de las vigas y dinteles. La memoria de cálculo completa se adjunta en apéndices, para facilitar su comprensión.

Vigas

De acuerdo a estándares de la AASHTO (2017), se procede a verificar dimensiones de las vigas longitudinales prefabricadas tipo "I". Este cumplimiento se evidencia en el cuadro 1, y sus propiedades geométricas en el cuadro 2. Además, la figura 36 representa cómo se midieron las distancias al centro de la viga y pone en evidencia sección compuesta utilizada.

Cuadro 1. Verificación de geometría mínima de vigas tipo "I"			
Dimensiones de vigas de acuerdo a AASHTO			
Ala superior (cm)	$t_{tr} > 5,1$ cm	9	CUMPLE
Ala inferior (cm)	$t_{bf} > 12,7$ cm	18	CUMPLE
Alma (cm)	$t_w > 12,7$ cm	18	CUMPLE
Peralte mínimo (cm)	$h > 137,7$ cm	150	CUMPLE

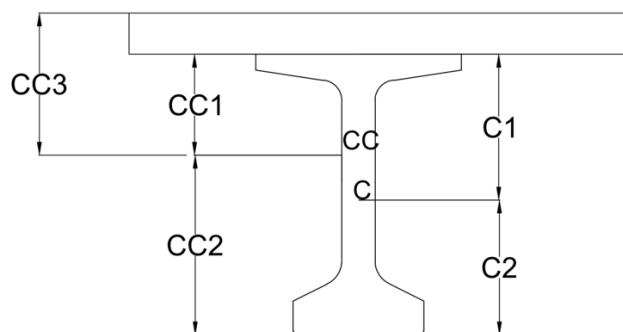


Figura 36. Distancia al centroide de la viga y a la sección compuesta.

Cuadro 2. Propiedades geométricas de la viga y de la sección compuesta		
Viga prefabricada		
Área de la sección transversal (m^2)	A_c	0,51
Inercia centroidal de la viga (m^4)	I_c	0,14
Distancia superior a centroide (cm)	C_1	78,30
Distancia inferior a centroide (cm)	C_2	71,70
Módulo de sección respecto a la fibra extrema superior usando C_1 (m^3)	S_{top}	0,18
Módulo de sección respecto a la fibra extrema inferior usando C_2 (m^3)	S_{bot}	0,20
Sección compuesta (viga+losa)		
Factor de homogenización	n_c	0,70
Ancho efectivo losa (cm)	$n_c \cdot b_c$	196,40
Centroide de sección compuesta distancia de abajo (cm)	y_{cc}	112,50

Cuadro 2. Propiedades geométricas de la viga y de la sección compuesta		
Inercia de la sección compuesta (cm ⁴)	I _{cc}	33963872,40
Distancia centroide superior (cm)	CC ₁	34,70
Distancia centroide inferior (cm)	CC ₂	115,00
Distancia centroide hasta parte superior losa (cm)	CC ₃	60,00
Módulo de sección con CC ₁ (cm ³)	S _{ctop1}	978785,90
Módulo de sección con CC ₂ (cm ³)	S _{cbot2}	295338,00
Módulo de sección con CC ₃ (cm ³)	S _{cbot3}	566064,50

Se presentan a continuación en el cuadro 3, las propiedades mecánicas del acero y concreto utilizado para el diseño de las vigas pretensadas. Dichas propiedades se usaron de acuerdo a la norma ASTM respectiva para cada uno.

Cuadro 3. Propiedades mecánicas del acero y del concreto		
Acero de Presfuerzo		
Resistencia a la tensión del acero (kg/cm ²)	f _{pu}	19000
Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm ²)	f _{py}	17100
Módulo de elasticidad del acero (kg/cm ²)	E _p	1937461
Área del cable de pretensión (cm ²)	A _p	1,40
Acero de refuerzo		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	f _y	4200
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	E _s	2100000
Concreto vigas		
Resistencia del concreto al transferir el presfuerzo (kg/cm ²)	f _{ci}	450
Módulo de elasticidad al transferir el presfuerzo (kg/cm ²)	E _{ci}	322441
Resistencia a los 28 días del concreto (kg/cm ²)	f' _c	700
Módulo de elasticidad a los 28 días (kg/cm ²)	E _c	402154

Se muestra a continuación en el cuadro 4, las cargas usadas para un ancho tributario de 3 m, para la obtención de momentos y cortantes. En la carga vehicular no se presentará una carga distribuida como tal, posteriormente, se evidencian los cortantes y momentos generados por este vehículo.

Cuadro 4. Cargas distribuidas usadas para diseño		
Tipo de carga		Carga distribuida
Peso propio Viga	PPviga	1233 kg/m
Peso propio Losa	PPlosa	1875 kg/m
Cargas Muertas adicional Pavimento	CM pavi	390 kg/m
Cargas Muertas adicional Barreras	CM barreras	800 kg/m
Sobrecarga carril de diseño (3 m de ancho)	S.C.D	955 kg/m
Sobrecarga camión de diseño	S.C	-

En el cuadro 5, se muestran los cortantes sin mayorizar, aportados por cada carga considerada. Cabe resaltar que se muestran solo los cortantes mayores (críticos), a una distancia d_p (distancia de fibra a compresión hasta el centroide de los torones). Sin embargo, se dividió el elemento en 6 partes donde se diseñó el refuerzo a cortante dependiendo de su solicitud. Además, estas cargas están afectadas por los factores de distribución pertinentes y por el de importancia asignado de 1.

Cuadro 5. Cortantes críticos a distancia d_p		
Tipo de carga		Cortante obtenido en sección crítica (ton)
Peso propio Losa+viga	PPlosa+PPviga	45,40
Cargas Muertas adicionales	CM pavi+barreras	5,70

Cuadro 5. Cortantes críticos a distancia d_p		
Tipo de carga		Cortante obtenido en sección crítica (ton)
Sobrecarga carril de diseño	S.C.D	13,90
Sobrecarga camión de diseño	S.C	37,50

Los momentos máximos obtenidos, sin mayorizar, debido a los cortantes que generaron las cargas contempladas, se evidencia en el cuadro 6. Se obtuvieron dichos momentos a una longitud de $x=15$ m, exactamente a la mitad de la viga. Al igual que los cortantes ya contemplan las reducciones por lo factores de distribución y el de importancia.

Cuadro 6. Momentos críticos		
Tipo de carga		Momento obtenido en sección crítica (ton·m)
Peso propio Losa+viga	PPlosa+ PPviga	291
Cargas Muertas adicionales	CM pavi+ barreras	111
Sobrecarga carril de diseño	S.C.D	89
Sobrecarga camión de diseño	S.C	211

Se adjuntan los resultados de las pérdidas generadas por el tensado del acero de presfuerzo, en el cuadro 7. Cabe destacar que, al ser las vigas pretensadas, no se presentan pérdidas por fricción.

Cuadro 7. Pérdidas producto del pretensado		
Tipo de pérdida		Pérdidas obtenidas
Deslizamiento de los anclajes	Δf_{pa}	1,63%
Acortamiento elástico	Δf_{pEs}	4,32%

Cuadro 7. Pérdidas producto del pretensado		
Tipo de pérdida		Pérdidas obtenidas
Flujo plástico	Δf_{pCR}	5,62%
Contracción del concreto	Δf_{psh}	6,89%
Relajación del acero	Δf_r	2,48%
Pérdida total		21,00%

Se efectuó el cálculo de los esfuerzos generados por las cargas y el pretensado, para luego verificar si la resistencia del concreto era la adecuada, y soportaba los esfuerzos aplicados en las etapas de carga. Dichos datos se muestran en el cuadro 8 y son usados posteriormente para evaluarlos con la metodología de diseño ASD.

Cuadro 8. Esfuerzos críticos en $x=15$ m			
Tipo de carga		Esfuerzos críticos obtenidos (kg/m ²)	
		f_{top}	f_{bot}
Peso Propio de la viga	PPviga	-64,40	58,90
Peso Propio de la losa	PPlosa	-97,70	89,50
Cargas Muertas adicionales	CM pavi+ barreras	-10,60	36,90
Sobrecarga Carril de diseño	S.C.D	-8,50	29,60
Sobrecarga Camión	S.C	-20,00	70,00
Tensado inicial	P_i	66,90	-302,20

Al obtener un presfuerzo efectivo de 19580 kg por torón, en la mitad de la viga. Se procede a verificar el cumplimiento de los esfuerzos por parte del concreto, debido a los generados por las cargas externas aplicadas en distintas etapas. En este caso solo se mostrará el cumplimiento por presfuerzo efectivo más carga de servicio (la etapa final) en el cuadro 9, pero en apéndices se observa el cumplimiento de cada etapa.

Cuadro 9. Cumplimiento de esfuerzos aplicados, en la etapa de presfuerzo efectivo más carga de servicio

Sección		Longitud (m)						¿CUMPLE?
		0	3,06	6,12	9,18	12,24	15	
Superior (kg/cm ²)	Top	22,70	-51,80	-78,60	-119,40	-143,40	-150,70	SI
Inferior (kg/cm ²)	Bot	-102,60	4,30	-52,70	4,80	37,60	46,20	SI

Se realiza el cálculo de la resistencia nominal a la flexión y al agrietamiento usando 33 torones, donde los resultados se aprecian en el cuadro 10.

Cuadro 10. Cumplimientos de momentos		
Momentos		Momento obtenido (ton•m)
Último	M _u	1057,09
Resistente	∅M _n	1114,05
Agrietamiento	1,2M _{cr}	850,89

La deflexión elástica obtenida debido a una carga viva vehicular como lo estipula la AASHTO (2017), se observa en el cuadro 11.

Cuadro 11. Deflexión de la viga		
Deflexiones		Resultado (mm)
Admisible	Δ _{adm}	38,50
Generada por la carga	Δ _{camión}	7,87

Para el diseño por cortante en la sección crítica a una distancia de d_p=1,27 m, se obtiene la siguiente resistencia y acero, como se muestra en el cuadro 12.

Cuadro 12. Cortante nominal		
Parámetros		Obtenidos en la sección crítica
Cortante último (kg)	V _u	156619,64

Cuadro 12. Cortante nominal

Parámetros		Obtenidos en la sección crítica
Cortante aportado por el concreto (kg)	∅V _c	45833,17
Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm ²)	f _y	4200,00
Cortante aportado por el acero (kg)	∅V _s	120310,46
Varilla usada	#	5
Separación (cm)	S	10,00
Separación máxima (cm)	S _{máx}	60,00
Cortante resistente (kg)	∅V _n	166143,63

Las medidas para generar el desarrollo del esfuerzo como lo estipula el ACI (2014), se encuentran en la memoria de cálculo en el apéndice 1. Los dibujos de las secciones diseñadas se adjuntan en el apéndice 2, al final del documento, donde se observan medidas de la sección y aceros usados, con el fin de no duplicar la información en este apartado.

A continuación, se muestra la tabla comparativa para lo que es la configuración del acero a cortante, por el autodiseño y por el diseño vigente en la planta de productos prefabricados. Se logra apreciar estos datos en el cuadro 13, donde se muestran el número de varilla y sus separaciones a lo largo de la mitad de la viga, ya que es simétrica y su otra mitad va a contar de la misma configuración.

Cuadro 13. Comparación de la configuración del refuerzo por cortante											
Parámetro		Del diseño realizado					Diseño vigente en planta				
		1,27 m	4 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	1,27 m	4 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m
Número de acero	#	5	5	5	4	4	5	5	4	4	4
Separación (cm)	S	10	10	10	10	15	10	10	10	10	15

En el cuadro 14, se muestran datos que fueron de importancia para la obtención del acero a flexión (torones), y, también la cantidad del acero usado, así como sus propiedades geométricas. Cabe destacar que se usó la misma distancia d_p ,

primera, para determinar si era la correcta para obtener la capacidad requerida.

Cuadro 14. Comparación de configuración del presfuerzo según capas de torones											
Parámetro		Del diseño realizado				Diseño vigente en planta					
		Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4		
Distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero (cm)	d_p	144	139	134	8	144	139	134	8		
Cantidad de torones	-	12	12	7	2	12	12	7	2		
Diámetro de torones (cm)	d_T	1,524	1,524	1,524	1,524	1,524	1,524	1,524	1,524		
Separación de torones (cm)	S_T	5	5	5	5	5	5	5	5		
Recubrimiento (cm)	-	6	6	6	6	6	6	6	6		
Número de torones entubados	-	6	6	5	0	6	6	5	0		
Distancia de torones entubados (m)	-	3,1	3,1	3,1	0	1,4	3,2	5	0		

En el cuadro 15, se adjunta el acero complementario determinado por el diseño realizado comparándolo con el vigente en las plantas. Con el objetivo de identificar lo

reglamentado por el ACI para el uso de este acero se cumpliera.

Cuadro 15. Configuración del acero de refuerzo complementario (longitudinal)							
Parámetro		Del diseño realizado			Diseño vigente en planta		
		Ala superior	Alma	Ala inferior	Ala superior	Alma	Ala inferior
Número del acero	#	2	3	3	2	3	3
Separación vertical (cm)	S_v	variable	25	9	variable	25	9
Cantidad	-	8	10	7	8	10	7

Dintel

En los cuadros 16 y 17 se exponen las propiedades geométricas del dintel, y las mecánicas de los materiales usados respectivamente, para el diseño.

Se debe de saber que solo se analizaron secciones críticas o de importancia, las cuales son: a 1,11 m y a 4,53 m, medidas desde el centro del dintel.

Cuadro 16. Propiedades geométricas del dintel para las secciones de análisis			
Parámetro		1,11 m	4,53 m
Área transversal de viga (cm^2)	A_c	8720	3200
Ancho de la viga (m)	b	0,4	0,4
Altura de viga (m)	h	2,2	0,8
Distancia superior hasta a centroide (cm)	C_1	109	40
Distancia inferior a el centroide (cm)	C_2	109	40
Inercia de la viga (cm^4)	I_c	34534106,70	1706666,70
Módulo de sección superior usando C_1 (cm^3)	S_{top}	316826,70	42666,70
Módulo de sección inferior usando C_2 (cm^3)	S_{bot}	316826,70	42666,70
Radio de giro (cm^2)	r	3960,30	533,30
Ancho del dintel (m)	a	2,70	
Largo del dintel (m)	b	10,75	
Alto total del dintel (m)	h	2,20	
Espesor losa (cm)		45	

Cuadro 17. Propiedades mecánicas de los materiales usados		
Acero de Presfuerzo		
Resistencia a la tensión del acero (kg/cm ²)	f _{pu}	19000
Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm ²)	f _{py}	17100
Módulo de elasticidad del acero (kg/cm ²)	E _p	1937461
Área del cable de pretensión (cm ²)	A _p	1,40
Acero de refuerzo		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	f _y	4200
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	E _s	2100000
Concreto vigas		
Resistencia del concreto a compresión durante la transferencia del presfuerzo (kg/cm ²)	f _{ci}	350
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	E _{ci}	284000
Peso unitario (kg/m ³)	ρ	2400

Las cargas sin mayorar usadas para el análisis estructural, para encontrar momentos y cortantes últimos se ponen en evidencia en el cuadro 18. Las cargas son las mismas que afectan a las vigas nada más que puntuales, y a lo anterior se le suma el peso propio del dintel que es una carga distribuida.

Cuadro 18. Cargas utilizadas para el diseño del dintel		
Tipo de carga		Cantidad de carga
Peso propio losa+ peso propio vigas externas (kg)	PPlosa+ PPvigas	46618,20
Cargas muertas adicionales (kg)	CM pavi+ barreras	20748,00

Cuadro 18. Cargas utilizadas para el diseño del dintel		
Tipo de carga		Cantidad de carga
Sobrecargas carril de diseño (kg)	S.C.D	14323,50
Sobrecarga puntual camión de diseño (kg)	S.C	29571,80
Peso propio Dintel (kg/m)	PPdintel	2436,00

Las cargas críticas de cortante sin mayorar, se logran apreciar en el siguiente cuadro:

Cuadro 19. Cargas críticas de cortante sin mayorar		
Tipo de carga		Cortante obtenido en sección crítica (ton)
Peso propio Losa+viga	PPlosa+ PPviga	81,80
Cargas Muertas adicionales	CM pavi+ barreras	25,00
Sobrecarga carril de diseño	S.C.D	25,10
Sobrecarga camión de diseño	S.C	40,10
Peso propio Dintel	PPdintel	13,20

Se generaron los siguientes momentos críticos por las cargas contempladas, en la longitud de 0 m de la viga, como se observa en el cuadro 20.

Cuadro 20. Momentos críticos sin mayorar.		
Tipo de carga		Momento obtenido en sección crítica (ton•m)
Peso propio Losa+viga	PPlosa+ PPviga	209,20
Cargas Muertas adicionales	CM pavi+ barreras	82,80
Sobrecarga carril de diseño	S.C.D	64,30
Sobrecarga camión de diseño	S.C	132,70

Cuadro 20. Momentos críticos sin mayorar.		
Tipo de carga		Momento obtenido en sección crítica (ton•m)
Peso propio Dintel	PPdintel	35,40

Se obtuvieron las siguientes pérdidas, donde sí se contempló la pérdida por fricción debido a que la viga o elemento en flexión es postensada. Se adjuntan dichos datos en el cuadro 21.

Cuadro 21. Porcentaje de pérdidas debido al presfuerzo		
Tipo de pérdida		Pérdidas obtenidas
Deslizamiento de los anclajes	Δf_{pa}	0,00%
Acortamiento elástico	Δf_{pEs}	0,20%
Flujo plástico	Δf_{pCR}	0,20%
Contracción del concreto	Δf_{psh}	6,90%
Relajación del acero)	Δf_r	2,50%
Fricción	Δf_{fr}	3,20%
Pérdida total		12,90%

Se presenta una tabla resumen de los esfuerzos más críticos, los cuales se evidenciaron en la longitud de 1,11 m medida desde el centro del dintel, estos se aprecian en el cuadro 22. Además, al igual que la viga, los demás esfuerzos generados se pueden observar en la memoria de cálculo presente en apéndices.

Cuadro 22. Resumen de esfuerzos a 1,11 m			
Tipo de carga		Esfuerzos críticos obtenidos (kg/m ²)	
		f_{top}	f_{bot}
Peso propio dintel	PPdintel	-8,85	8,85
Peso propio viga+losa	PPlosa+viga	-43,75	43,75
Cargas Muertas adicionales	CM pavi+barreras	-18,57	18,57
Sobrecarga Carril de diseño	S.C.D	-13,44	13,44
Sobrecarga Camión	S.C	-27,75	27,75
Tensado inicial	P _i	35,35	-89,24

Se representa en el cuadro 23 el cumplimiento de la tolerancia del concreto para resistir los esfuerzos aplicados en la etapa de servicio, al igual que la viga. Cabe destacar que en efecto se analizaron todas las etapas correspondientes y se pueden observar en apéndices.

Cuadro 23. Etapa de cargas totales más presfuerzo efectivo				
Sección		Longitud (m)		¿CUMPLE?
		1,11	4,53	
Superior (kg/cm ²)	Top	-82,32	-60,00	SI
Inferior (kg/cm ²)	Bot	36,51	-64,82	SI

En el cuadro 24, se observa el cumplimiento del momento nominal (usando 12 torones) de acuerdo con el momento último, y de la misma manera con

el momento de agrietamiento. Además, en el cuadro 25, se adjunta la deflexión producida por las cargas.

Cuadro 24. Momento nominal		
Momentos		Momento obtenido (ton•m)
Último	M_u	774,70
Resistente	ϕM_n	785,10
Agrietamiento	$1,2 \cdot M_{cr}$	644,90

Cuadro 25. Deflexiones del elemento flexión		
Deflexiones		Resultados (cm)
Admisible	Δ_{adm}	6,70
Generada por la carga	Δ_{cami3n}	1,47

Para el cálculo del cortante nominal, se obtuvo las siguientes consideraciones como críticas en la sección $x = 1,11$ m medidos desde el centro del dintel, como se presenta en el cuadro 26. De igual forma se decidió usar el mismo acero y separación para todo el elemento. Además, se diseñó el cortante desde la distancia $x=0$ m, con el fin de determinar que el acero a d_p cumpliera, ya que en cada sección de análisis sus propiedades geométricas van a variar debido a que es una sección que varía dependiendo de su longitud.

Cuadro 26. Cortante nominal		
Parámetros		Obtenidos en la sección crítica
Cortante último (kg)	V_u	270213,04
Cortante aportado por el concreto (kg)	ϕV_c	127794,06
Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)	f_y	4200,00
Cortante aportado por el acero (kg)	ϕV_s	213482,19
Varilla usada	#	5
Separación (cm)	S	10,00

Cuadro 26. Cortante nominal		
Parámetros		Obtenidos en la sección crítica
Separación máxima (cm)	$S_{m\acute{a}x}$	60,00
Cortante resistente (kg)	ϕV_n	341276,26

Por otro lado, para los elementos del puntal a compresión y losa, se lograron los siguientes resultados, presentes en los cuadros 27 y 28.

Cuadro 27. Momento nominal de la losa		
Momentos		Momento obtenido (ton•m)
Último	M_u	26,20
Resistente	ϕM_n	38,50

Cuadro 28. Cortante nominal de la losa		
Cortante		Cortante obtenido (ton•m)
Último	V_u	8,70
Resistente	ϕV_n	10,00

En el cuadro 29, se adjunta la resistencia a compresión pura del puntal con dimensiones de 40 cm de lato y 20 cm de ancho.

Cuadro 29. Resistencia a compresión del puntal		
Compresión		Carga obtenida (ton)
Última	P_u	244,80
Resistente	ϕP_n	288,14

Las medidas para generar el desarrollo del esfuerzo como lo estipula el ACI (2014), se encuentran en la memoria de cálculo en el apéndice 3. Además, los dibujos de las secciones diseñadas se adjuntan en el apéndice 4 al final del documento.

Los siguientes cuadros mostrados a continuación, se usarán para establecer la comparativa del diseño propio contra el diseño vigente en planta.

En el cuadro 30, se observan las separaciones y número del acero transversal usado para la resistencia a cortante tanto del diseño vigente en planta como el realizado. Se presenta el acero tanto para el puntal como para

la totalidad del dintel (viga cabezal). Con el fin de verificar si los diseños son similares.

Cuadro 30. Acero transversal usado para el puntal y viga cabezal					
Parámetro		Del diseño realizado		Diseño vigente en planta	
		Viga cabezal	Puntal	Viga cabezal	Puntal
Número de acero	#	5	4	6	4
Separación (cm)	S	10	10	10	10

En el cuadro 31, se incorpora con el objetivo de dar ciertos datos, que fueron de importancia para la capacidad a flexión, y se comparan con los evidenciados en planos. Para verificar que la

configuración del acero a flexión del presfuerzo es similar.

Cuadro 31. Acero de presfuerzo usado a flexión.					
Parámetro		Del diseño realizado		Diseño vigente en planta	
		1,11 m	4,53 m	1,11 m	4,53 m
Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero (cm)	d_p	198	58	198	58
Cantidad de torones	-	12	12	12	12
Diámetro de torones (cm)	d_T	1,524	1,524	1,524	1,524
Separación de torones (cm)	S_T	0	0	0	0
Recubrimiento (cm)	-	20	30	20	30
Cambio de altura por curvatura del torón (cm)	-	8	10	8	10

En el cuadro 32, se presenta el acero que se consideró en el diseño de la losa y se incorporan parámetros como a separación y número de acero, con el objetivo de comparar los resultados con lo

que indican los planos. Se usaron parámetros que en realidad se consideraron relevantes para la capacidad de la losa del dintel.

Cuadro 32. Acero usado para la losa del dintel							
Parámetro		Del diseño realizado			Diseño vigente en planta		
		Acero superior longitudinal	Acero inferior a lo ancho	Acero temperatura	Acero superior longitudinal	Acero inferior a lo ancho	Acero temperatura
Número de acero	#	8	8	5	8	8	6
Separación (cm)	S	20	20	20	20	10	20

Se presentan a continuación en el cuadro 33, el acero complementario usado para determinar si el diseño vigente en las plantas utilizó este de acuerdo a lo estipulado por el ACI (2014). Además, se usaron separaciones que calzaran con el espaciamiento del acero que soporta el cortante

para facilitar el uso durante el proceso constructivo y el detalle del mismo.

Cuadro 33. Acero complementario usado					
Parámetro		Del diseño realizado		Diseño vigente en planta	
		Acero transversal	Acero longitudinal	Acero transversal	Acero longitudinal
Número del acero	#	4	4	4	4
Separación vertical (cm)	S _v	40	20	40	20
Separación horizontal (cm)	S _h	10	Variable	10	Variable
Cantidad	-	Variable			

Se presenta la cantidad del acero pasivo usado a flexión por ambos diseños. Además, se incorpora la distancia “d”, que representa un papel

importante en la capacidad que este aporta a la flexión.

Cuadro 34. Acero de refuerzo a flexión usado					
Parámetro		Del diseño realizado		Diseño vigente en planta	
		Sección constante (mitad)	Sección variable	Sección constante (mitad)	Sección variable
Número de acero	#	4 #8	4 #8	4 #10	4 #10
Distancia de fibra superior en flexión a centroide de las barras (cm)	d	20	20	10	10

Diagnóstico del control de calidad para las plantas de productos prefabricados

Se presentarán los temas que se juzgaron como importantes para obtener el diagnóstico de la calidad de los elementos presforzados del proyecto de Circunvalación Norte.

Personal en las plantas de productos prefabricados

El personal involucrado en el proceso constructivo por parte consorcio de H-Solís y la empresa dominicana: “Estrella”, en las plantas de productos prefabricados fue el siguiente:

Cuadro 35. Personal de planta de prefabricados	
Cantidad	Tipo de personal
1	Gerente de producción
1	Ingeniero Residente
1	Ingeniero encargado de prefabricados
2	Encargados de seguridad/ Banderilleros
1	Ingeniero Estructural
1	Cuadrilla de carpinteros y ayudantes
1	Operador de Bomba de concreto
2	Cuadrillas de armado de acero
3	Chofer de camión mezclador
6	Obreros para la operación y colado de concreto

Fuente: Obtenido del protocolo de Auto-control del consorcio H-Solís y Estrella.

Materiales en las plantas de productos prefabricados

Los materiales identificados en obra paso a paso para la confección de los elementos presforzados e identificados en el protocolo de autocontrol del consorcio son los siguientes:

Cuadro 36. Tipos de materiales para el concreto presforzado y su lugar de obtención
Tipo de material
Varillas Gr 60 y Gr 80 (ASTM A706)
Resistencia del concreto=450 y 350 kg/cm ² convencional y/o autocompactable
Alambre Negro
Ductos PVC
Desmoldante
Acero de presfuerzo (torón de 5/8") con un esfuerzo de fluencia de 18600 kg/cm ² (ASTM 416)
Curador Kurez Vox White y/o CURAMAX
Separadores de concreto

Fuente: Obtenido del protocolo de Auto-control del consorcio H-Solís y Estrella.

Equipo y proceso de producción de los elementos presforzados

El equipo utilizado en las plantas de producción es el siguiente:

Cuadro 37. Equipo presente en las plantas de prefabricados	
Cantidad	Tipo de equipo
1	Cabezal de tensado
2	Vibradores de aguja
1	Generador eléctrico
1	Pista para colocación de encofrado
1	Taladro
2	Moldes para encofrado de vigas completo
2	Grúas
1	Gato
1	Lanzadora de vigas
Varios	Manómetros
1	Accesorios para encofrado (puntales, pasadores y otros)
varios	Vibradores de parches en encofrado
varios	Separadores para dar discontinuidad a elementos
1	Bomba de lechada
1	Compresor de aire

Fuente: Obtenido del protocolo de Auto-control del consorcio H-Solís y Estrella.

Durante el proceso de fabricación es importante tener en cuenta el orden de las actividades a realizar. Por lo consecuente, se describe el proceso utilizado en planta para la confección de los elementos en estudio:

1. obtención de los planos de taller, en el área de armado;
2. obtener las piezas del taller, para empezar a armar el acero pasivo (transversal y longitudinal) del elemento. Se deben tener los planos de taller para usar geometría respectiva;
3. al obtener el acero de presfuerzo colocado, se deben presentar los moldes para el colado limpios, y con el desmoldante aplicado uniformemente;

4. se coloca la viga en la pista de encofrado con sus respectivos espaciadores que darán el recubrimiento;
5. se coloca el encofrado lateral;
6. se tensan los torones por medio de un gato hidráulico, de acuerdo a lo especificado en planos;
7. desencofrar el elemento después de 24 horas;
8. destensar los torones, sabiendo que el concreto resiste los esfuerzos internos que va a generar esta actividad;
9. curar el elemento, con el método seleccionado;
10. almacenar elemento;
11. y se vuelve a repetir el proceso.

En caso del postensado solo se elimina el paso 6. Por lo que se tensarían y se destensarían los cables en el paso 9 (después del curado). Eso sí, el concreto debe tener la resistencia necesaria para el tensado.

Normativas y procedimientos aplicables

En Costa Rica el control de calidad está regulado en la gran mayoría por entes de carácter internacional y algunos nacionales. Los cuales indican métodos o lineamientos a contemplar, para garantizar la calidad de un material o procedimiento que se ejecute.

De acuerdo con el proceso de fabricación general, aplicado para elementos de este tipo, se indican los ensayos requeridos para obtener un buen control de calidad de los materiales en el cuadro 38.

Cuadro 38. Ensayos respectivos a materiales presentes en una planta de productos prefabricados		
Ensayo	Norma/Estándar	Detalle
Concreto Hidráulico		
Revenimiento del concreto plástico	ASTM C143 o AASHTO T119	Se determina la consistencia del concreto (relación agua/cemento). Sin embargo, esta prueba solo es aplicable para revenimientos menores a 230 mm y para tamaños de agregado grueso mayores a 37,5 mm. Además, se realiza la prueba por descarga.
Revenimiento del concreto fluido	ASTM C1611	Se usa para concretos con revenimientos mayores a 230 mm, y se mide flujo. Además, dependiendo de la estabilidad de la mezcla se puede prevenir la segregación, y se realiza una prueba de estas por descarga.
Contenido de aire	ASTM C231 AASHTO T-152	Brinda la cantidad de aire para un concreto fresco, y debe ser aceptable de acuerdo con el diseño de mezcla. Según CR-2010 debe hacerse una prueba por descarga.
Temperatura	ASTM C-1064	El ensayo indica el rango de temperatura adecuada para poder colar el concreto fresco.

Cuadro 38. Ensayos respectivos a materiales presentes en una planta de productos prefabricados		
Ensayo	Norma/Estándar	Detalle
		Con el fin de evitar problemas de trabajabilidad o daños al concreto como fisuras por un calor de hidratación alto. Por cada descarga realizar una medición de temperatura. Dicha temperatura según CR-2010 debe estar entre 15 a 30 °C justo antes de colocar la mezcla.
Peso unitario	AASHTO T-121 ASTM C138	Se usa para obtener la densidad de la mezcla que debe ir acorde con el diseño de la misma que incluye contenido de aire, revenimiento y otros factores del cemento. Se toma una muestra por descarga según CR-2010.
Prueba para esfuerzo a la compresión	AASHTO T-23 ASTM C192	Se usa para verificar la resistencia del concreto a los 28 días, y que coincida con el diseño de mezcla. Además, se toma una muestra cada 25 m ³ y no menos de una muestra por día según CR 2010. Se curan cilindros respecto a ASTM C511.
Resistencia a la tensión diametral	ASTM C496	Se emplea para determinar la resistencia al corte del concreto. No se usan para aceptación del concreto (ACI 318, 2014) pero es una buena práctica para el control, de resistencia a cortante.
Uniformidad de la mezcla y mezcladoras	ASTM STP169 C ASTM C94	Establece tolerancias en variaciones de los concretos. Uno de los que más sirve es el revenimiento, donde se supone que no debe diferir más de 4 cm antes de 30 min de la llegada del vehículo.

Cuadro 38. Ensayos respectivos a materiales presentes en una planta de productos prefabricados		
Ensayo	Norma/Estándar	Detalle
Vibración del concreto hidráulico	ACI 309R-96	Define parámetros generales del correcto vibrado. Como la frecuencia, tiempo, daños causados por un vibrado deficiente, tipos de dispositivos de vibrado y tipos de formaletas.
Agregados		
Análisis granulométrico de agregado grueso y fino	ASTM C136 AASHTO T-11 y T-27	Sirve para obtener el módulo de finura, tanto para agregado grueso como fino. Por lo que a mayor módulo de finura se indica que hay un agregado de mayor tamaño.
Resistencia a la abrasión	ASTM C131 y ASTM C535 AASHTO T-96	Mide la capacidad de someter al agregado a una fuerza de desgaste constante (tracción).
Masa específica y absorción del agregado grueso como fino	ASTM C127 y C128 AASHTO T-85 y T-84	Determinar la calidad del agregado, por medio de la capacidad del mismo para absorber agua por medio de sus poros o vacíos.
Contenido de humedad del agregado	ASTM C566	Para determinar posibles correcciones en el diseño de mezcla en la relación a la cantidad de agua y cemento, debido a la capacidad de absorción de humedad por parte del agregado.
Impurezas orgánicas en el agregado fino	ASTM C40 y C87	Para evitar un agregado fino con componentes orgánicos que dañen la calidad del concreto, afectando su durabilidad y desempeño.
Sanidad	ASTM C38 INTE 06-02-24 AASHTO T-104	Determina una solidez preliminar de los agregados. Estos resultados deben ser comparados con la norma ASTM C33. Por otro lado, también determina el sulfato de sodio o sulfato de magnesio en los agregados, que puede afectar al concreto cuando estos compuestos entran en contacto con el agua.
Partículas planas y alargadas	ASTM D-4791 y C88 AASHTO T-104	Usado para identificar el porcentaje de partículas planas y alargadas, que

Cuadro 38. Ensayos respectivos a materiales presentes en una planta de productos prefabricados		
Ensayo	Norma/Estándar	Detalle
		pueden dañar la colocación y consolidación del concreto. La tolerancia se puede ver en las tablas presentes en la norma, que van según el tamaño máximo nominal del agregado.
Partículas friables y arcillosas en agregados gruesos.	ASTM C142 AASHTO T-112	Determina la aceptabilidad de los agregados gruesos de acuerdo a la cantidad de partículas de arcilla y friables. Este ensayo se hace en conjunto con la norma ASTM C33.
Acero		
Prueba de tensión del acero de presfuerzo	ASTM A370	Se usa para verificar las propiedades mecánicas del acero. Se realiza 1 prueba por cada stock de material adquirido.
Especificaciones estándar para torones de 7 cables en concreto presforzado	ASTM A416/A416M	Brinda tamaño, resistencia a la ruptura, parámetros para la elongación de torones, área nominal de la sección transversal y peso nominal.
Especificaciones generales para varillas corrugadas y lisas de acero.	ASTM A615 y A706	Indica cómo debe estar identificada una varilla. Esta debe poseer símbolo del fabricante, tamaño de varilla, tipo de acero (norma) y grado, en ese orden cada 2 m como máximo.
Doblado del acero pasivo	ACI SP 66	Da parámetros para poder realizar un doblado aceptable para el acero pasivo.
Cemento		
Análisis químicos-físicos certifiquen estándares del concreto	ASTM C150	Se usa para: identificar la temperatura del cemento para evitar el fraguado en falso (a más de 75 °C), nivel de alcalinidad para identificar si se usan agregados reactivos, y componentes químicos que debe tener el cemento según su tipo.

Cuadro 38. Ensayos respectivos a materiales presentes en una planta de productos prefabricados		
Ensayo	Norma/Estándar	Detalle
Prueba de fallas a cubos de morteros (lechada)	ASTM C109 AASHTO T-106	Brinda la resistencia a compresión del cemento hidráulico y otros morteros, y es usado para verificar el cumplimiento de las especificaciones del material. Pero no sirve para asumir esa resistencia como la que obtendrá el concreto.
Materiales o procedimientos complementarios		
Requerimientos para aditivos	ASTM C494, C260, C1017 y C1582.	Indica requerimientos mínimos con los que debe cumplir el aditivo usado. Además, en éstas se proponen ensayos a estos aditivos, para verificar sus propiedades con respecto a las normas, y para uniformidad entre lotes.
Curado con membrana y a vapor.	ASTM C309 (membrana) y ASTM C171 (vapor).	Estos métodos son usados con el fin de poder obtener elementos con las resistencias deseadas en menos días que con un curado común con agua roseada (menos de 7 días). Se deben tomar muestras cada 75 m ³ para evaluar en laboratorio según Práctica Estándar para el curado de concreto del ACI 318 (Instituto Americano del Concreto 2014).

Las normas y procedimientos mencionados en el cuadro 38 para el control de calidad, se deben de cumplir para obtener un óptimo producto final, en las plantas de prefabricados del consorcio H-Solís y Estrella. Sin embargo, el control de calidad, según Méndez (2015) y lo observado en las plantas, se requiere de otros cuidados o procesos, como lo son:

- poseer un equipo adecuado para el elemento a fabricar, en lo que respecta a calibración y certificaciones por medio de registros, según corresponda;
- contar con el equipo de seguridad adecuado, tanto para ingenieros como los

constructores. Este equipo se refiere a: rótulos, escudos, alumbrado, encadenamiento de torones, sirenas en área de tensado, y el equipo básico del personal como arneses, protección auditiva, cascos, chalecos, guantes, zapatos de seguridad y entre otros que se estimen necesarios.

- contar con un lugar adaptado, especialmente para almacenar los materiales y que no se contaminen;
- verificar dimensiones finales del producto obtenido, con base a lo que está en los planos y tolerancias normadas,

- poseer los planos “Red Line”, para que no se den diseños distintos a los que están vigentes o actualizados,
- presentar un control de órdenes de cambio. Se debe de generar un machote en donde se justifique el porqué del cambio, y dependiendo de la situación adjuntar una explicación técnica cuando sea necesario;
- presentar un proceso constructivo definido;
- las reparaciones deben estar respaldadas por protocolos de reparación aprobados por los ingenieros estructurales responsables;
- tomar tiempos de traslado de los vehículos a la hora de transportar el concreto y del tiempo de vibración del mismo; contar con una persona competente en planta, que sea capaz de tomar decisiones certeras;
- generar informes y un registro fotográfico para documentar el proceso;
- contar con un documento tipo bitácora, para anotar lo que el profesional considere como relevante;
- un lugar adecuado, para almacenar los elementos finales;
- llevar un buen control del tensado y destensado de los torones;
- y, un proceso de encofrado y desencofrado adecuado, que no genere problemas o daños al concreto.

condiciones climáticas desfavorables generó grietas en los patines, juntas frías, pérdida de pasta y segregación, donde todas esas causas fueron definidas en un memorándum generado por ingenieros civiles, responsables de supervisar la producción de estos elementos. Cabe destacar, que la viga será reparada, según memorándum correspondiente.



a)



b)

Fotografía 1. Viga con daños en los patines. a) Grietas en el patín superior. b) Segregación en el patín inferior.
Fuente: Obtenida de UNOPS (2019).

Evidencia fotográfica de problemas de calidad

Se adjuntan a continuación fotografías de los problemas reflejados en las plantas de productos prefabricados, durante visitas realizadas.

Vigas

En esta sección solo se evidencia lo que son problemas presentes en las vigas pretensadas.

La siguiente viga que se muestra en las fotografías, presenta una serie de problemas, debido a que fue colada bajo condiciones de lluvia y destensada prematuramente (antes de quitar el molde). La viga al ser colada ante estas

Se muestran las fotografías, una viga rechazada temporalmente por parte de la UNOPS. La viga presenta importantes huecos sin concreto, donde se consigue ver de lado a lado en la parte del alma, y en el patín inferior se logra observar por completo los aros de refuerzo transversal y los torones. La viga va a ser reparada, según indicaciones del ingeniero estructural por parte del contratista.



a)



b)

Fotografía 2. Viga con orificios. a) Patín inferior con acero de presfuerzo expuesto. b) agujero en el alma de la viga.
Fuente: Obtenida de UNOPS (2019).

En la fotografía 3, se nota que en la parte inferior de la viga hay concretos con dos tipos de coloración, y se representa como una mancha. Lo anterior evidencia una junta fría que podría generar posibles problemas en las propiedades mecánicas del elemento, de acuerdo al informe de los ingenieros responsables de supervisar las actividades. Además, en dicho informe se indica que la viga fue colada en un tiempo de 3 horas bajo un clima caluroso.



a)

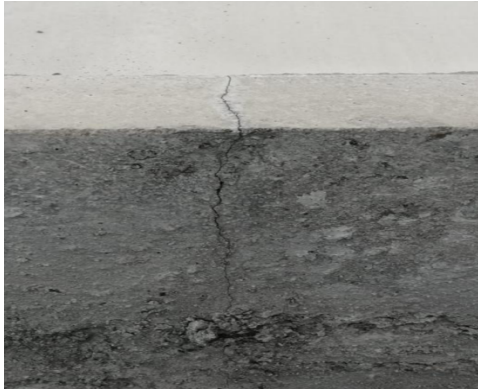


b)

Fotografía 3. Junta fría en una viga. a) Vista lateral 1. b) Vista lateral 2.

Fuente: Obtenida de UNOPS (2019).

Se presentó un evento que fue debidamente registrado por el UNOPS, donde detalla que se dio el vuelco de una viga terminada, ya que no estaba debidamente asegurada con sus arriostres respectivos, generando grietas y desprendimiento de material. Las grietas verticales tenían una separación de 0,2 m a 0,7 m, y se presentó una grieta horizontal con una longitud de 7 m, aproximadamente, a lo largo de la viga. Por lo tanto, se adjunta sus fotos para mayor detalle.



a)



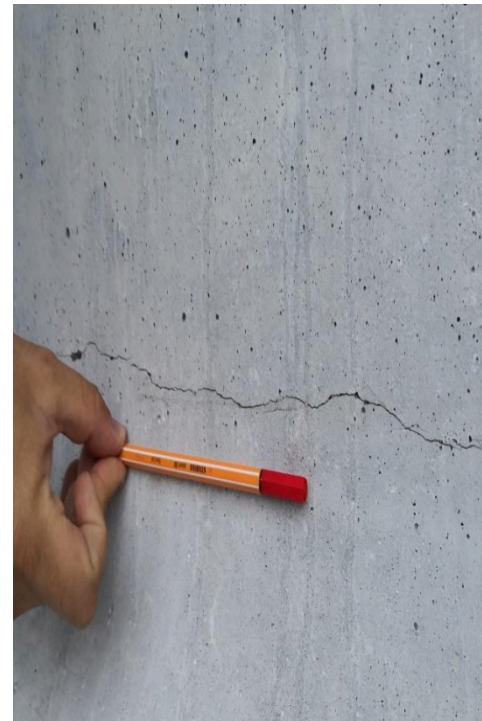
b)



c)



d)



e)

Fotografía **viga 4**. Grietas y desprendimiento de material en una viga. a) Patín. b) Alma. c) Ala superior. d) Vista panorámica. e) Comparación de ancho de grietas. Fuente: Obtenida de la UNOPS.

Se muestran a continuación, elementos dañados que se tienen en la obra, con grietas diagonales importantes en sus apoyos. Dichos elementos son sometidos a reparaciones, por medio de

protocolos que presenta el ingeniero estructural del contratista. De acuerdo a los daños presentados en las fotografías tituladas como “Desprendimiento en el ala inferior de la viga”, el consorcio los toma como mínimos, y son muy comunes en la mayoría de las vigas vistas en el proyecto.



a)



b)

Fotografías 5. Desprendimiento en el ala inferior de la viga. a) Vista lateral. b) Vista frontal.

Dinteles

Se muestran algunos problemas de los dinteles, evidenciados durante el tiempo que se desarrolló el presente proyecto.

En las fotografías “a” y “b” nombradas como: “Dintel con inclinación no considerada” se observa un dintel, el cual en una de sus aristas posee una inclinación no contemplada en planos. Donde se

supone que dicha cara debería ser recta, por lo que se mide y se obtiene un cambio dimensional significativo. Por lo tanto, posteriormente, lo analizaron para determinar si había afectación en su desempeño.



a)



b)

Fotografías 6. Dintel con inclinación no considerada. a) Vista lateral. b) Vista frontal.
Fuente: Obtenida de UNOPS.

En la siguiente fotografía, se observa la oxidación de los torones de presfuerzo que no han sido tensados. Dicha oxidación debe ser evaluada, debido a que se expande a los anclajes de postensado, y afecta la funcionalidad del acero. Además, se prueba que el dintel está expuesto a la intemperie.



Fotografía 7. Presencia de óxido de hierro en los torones de los dinteles.

En el siguiente dintel, se observa lo que es el acero de refuerzo pasivo expuesto, ya que en la zona hay un hormiguero que expone a este. Además, se nota que el dintel, no está posicionado sobre alguna estructura o cimiento que lo aisle del contacto con el suelo.



a)



b)

Fotografía 8. Dintel almacenado al aire libre. a) Hormiguero. b) Acero de refuerzo expuesto.

Planta de productos prefabricados

Se presentan fotografías referentes a las instalaciones, y proceso de fabricación que se sigue en las plantas de productos presforzados.

En la siguiente imagen, se logra apreciar unos de los problemas relevantes. Debido a que al carecer de techo las plantas, los productos presforzados se han visto dañados, debido a lluvias fuertes y a la temperatura del ambiente, ocasionando problemas que producen elementos deficientes como resultado final.



Fotografía 9. Plantel de productos prefabricados sin techo.

En las plantas se almacenaban los torones sin ninguna protección contra la lluvia y el sol. En ocasiones se observaba que la misma carrucha duraba días para que se terminara de usar, propiciado o favoreciendo a la oxidación del mismo.



Fotografía 10. Torones almacenados a aire libre sin techo de protección.

En las siguientes fotografías, se observa el proceso constructivo de una viga pretensada.

Se muestra una viga ya armada y con el tensado inicial del acero de presfuerzo. Además, se le están colocando los moldes laterales ya engrasados, para tener el encofrado listo, para proceder a la colocación del concreto.



Fotografía 11. Montaje de viga en un encofrado limpio y acero con oxidación.

En la fotografía a continuación se ven los torones ya con su tensado final realizado, para dar el visto bueno y proceder a colar el elemento. Además, se evidencia la falta de mallas o rótulos que indiquen la peligrosidad de la actividad, para prevenir accidentes laborales.



Fotografía 12. Tensado de torones.

A continuación, se logra apreciar un camión mezclador depositando el concreto en el balde el cual usan para transportar el concreto por medio de un pabellón móvil, luego este se deposita en el molde de la viga. Cabe destacar, que ya antes de descargar habían tomado muestras, para realizar las pruebas de concreto fresco que se usan como parte del control de calidad.



Fotografía 13. Depósito del concreto en el balde, para transportarlo al molde de la viga.

encarga de acomodar el concreto al ser depositado en el encofrado respectivo. La vibración se realiza según experiencia y no se sigue un patrón de vibrado.



Fotografía 15. Dispositivos de vibrado.



Fotografía 14. Depósito de concreto en el molde de la viga a una altura considerable.

En las imágenes posteriores mostradas, se evidencia donde se terminó de verter el concreto en el molde y los trabajadores están dándole el acabado para obtener una superficie lisa. Después de realizar la actividad anteriormente mencionada, seguidamente, como se observa en la fotografía 17, se usa un sarán con orificios para cubrir la viga con el objetivo de evitar pérdidas de agua debido al calor del medio día.

Se observan los dispositivos vibratorios al costado del molde de acero para la viga. Este vibrador se



Fotografía 16. Detallado de la cara superior de la viga.



Fotografía 17. Protección de la viga con un Sarán (con huecos), a medio día.

Evidencias del control de calidad antes del colado

Se exponen distintos problemas antes del colado de los elementos, lo cuales deberían ser controlados o evitados para asegurar la calidad del mismo.

Se hizo la prueba de consistencia de concreto para un dintel en la fotografía titulada como: "Prueba de revenimiento para un dintel", dicho ensayo proporcionó como resultado un revenimiento de 26 cm. El cual no es adecuado para la norma que regula el ensayo del Cono de Abrams de acuerdo a normativa ASTM, que en el apartado de análisis de resultados se explica mejor. Además, se aprecia el concreto saliéndose del plato de prueba.



Fotografía 18. Prueba de revenimiento del concreto para un dintel.

Fuente: Fuente: Obtenida de UNOPS.

Se identifica el acero activo (torones) oxidado, con desprendimiento de escamas y superficie desgastada debido al fenómeno químico mencionado. Lo anterior limita la adherencia del acero al concreto y con posibilidad que su desempeño mecánico disminuya.



Fotografía 19. Acero de presfuerzo con oxidación.

En la fotografía mostrada, se midió lo que fue la temperatura del concreto antes de ser colocado para una viga pretensada. Dicho dato resultó ser de 29 °C y fue medido, aproximadamente, a las 10:30 am del día.



Fotografía 20. Temperatura del concreto fresco.

Problemas generales de los elementos prefabricados

A continuación, se muestra un diagrama de Ishikawa, de acuerdo con Navarro (2014), lo observado en campo y consultas a supervisores e inspectores de las plantas de productos prefabricados. Para identificar con mayor facilidad las causas del problema que se está produciendo en la planta de productos prefabricados del consorcio.

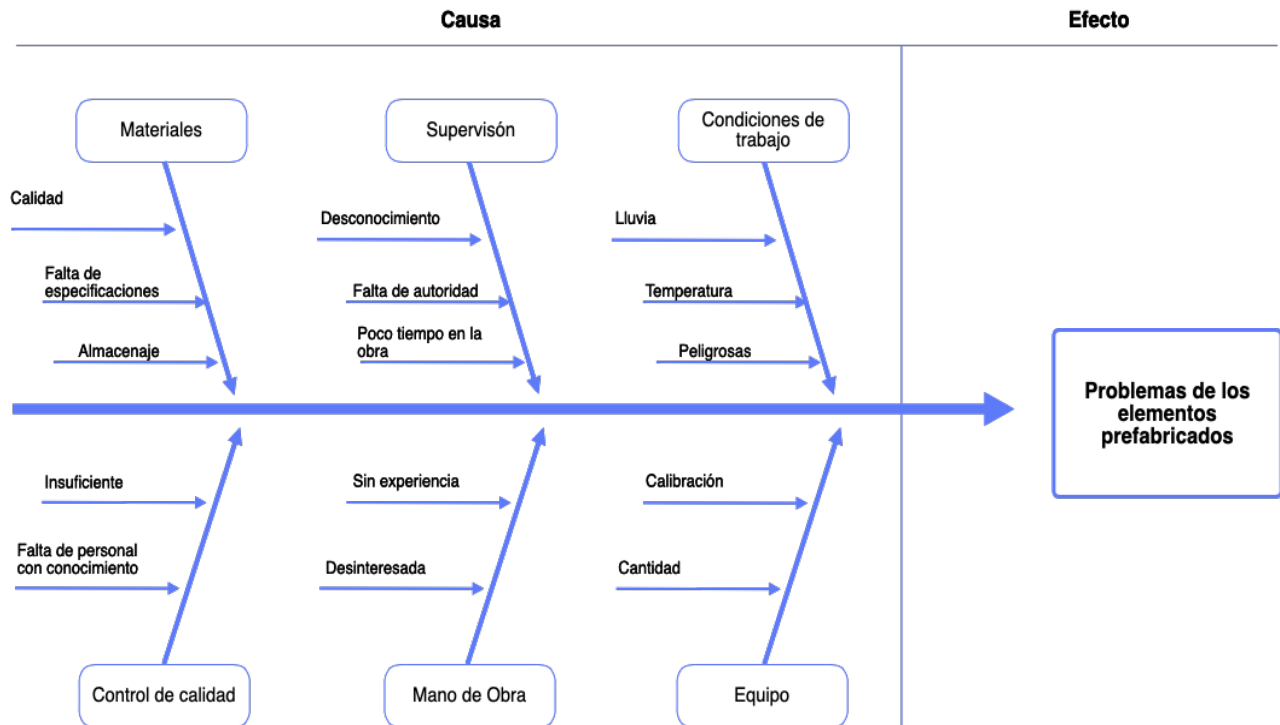


Figura 37. Diagrama de Ishikawa de los problemas de la calidad de los elementos prefabricados. Fuente: Modificado de Navarro (2014).

Parámetros de aceptación del proyecto de Circunvalación Norte

En los cuadros del 39 al 43, se presentan datos reales obtenidos por el consorcio H-Solís y Estrella en campo, de acuerdo a los estudios normados pedidos por el Consejo Nacional de Vialidad

(CONAVI), para la aceptación de los elementos y posteriormente el pago. Además, se presentan rangos de los datos analizados para no excluir ninguno. Cabe destacar que, aunque ciertos datos del rango estén por dentro de lo tolerado, si hay otro que incumplan se obtendrá que el control de calidad no es el adecuado pues todos deberían cumplir de acuerdo a las normas.

Cuadro 39. Valores para el control de calidad de Vigas Pretensadas				
Ensayo o procedimiento	Norma de referencia pedida por el CONAVI	Parámetro mínimo o máximo de aceptación del proyecto	Rango de los valores medidos por el contratista	¿Cumplen?
Revenimiento de concreto	ASTM C143	Norma dice 230 mm (con ± 4 cm de tolerancia) y diseño de mezcla 200 mm	[120-270] mm	NO
Contenido de aire	AASHTO T-152	Tolerancia de $\pm 1,5\%$ de lo establecido en el diseño de mezcla. Se usa de contenido de aire entre 1 y 4%	[1,8-2,5] %	SI
Peso unitario	AASHTO T-121	2579 ± 37 kg/m ³ (diseño de mezcla)	No se evidencia	No se evidencia
Temperatura	ASTM C-1064	15 a 30 °C (tolerancia de ± 6 °C)	[21,5-30] °C	SI
Resist. a la compresión de cilindros y núcleos de concreto	AASHTO-T22	En diseño de mezcla 450 kg/cm ² (tolerancia del -10%)	[600-700] kg/cm ²	SI
Verificación de fuerza de tensado de los torones		195 kN con elongación de 75,75 cm (elongación tolerancia $\pm 5\%$)	[169,7-204,8] kN y con elongaciones de [66-80] cm	NO

Cuadro 40. Valores para el control de calidad de Dinteles Postensados				
Ensayo o procedimiento	Norma de referencia pedida por el CONAVI	Parámetro mínimo o máximo de aceptación	Rango de los valores medidos por el contratista	¿Cumple?
Revenimiento de concreto	ASTM C143	Norma dice 230 mm (con ± 4 cm de tolerancia) y diseño de mezcla 200 mm	[140-255] mm	NO
Contenido de aire	AASHTO T-152	Tolerancia de $\pm 1,5\%$ de lo establecido en el diseño de mezcla. Se usa de 1-4%	[1,9-2,5] %	SI

Cuadro 40. Valores para el control de calidad de Dinteles Postensados				
Ensayo o procedimiento	Norma de referencia pedida por el CONAVI	Parámetro mínimo o máximo de aceptación	Rango de los valores medidos por el contratista	¿Cumple?
Peso unitario	AASHTO T-121	2579 ± 37 kg/m ³ (diseño de mezcla)	No se evidencia	No se evidencia
Temperatura	ASTM C-1064	15 a 30 °C (tolerancia de ± 6 °C)	[21-28,5] °C	SI
Resist. a la compresión de cilindros y núcleos de concreto	AASHTO-T22	350 kg/cm ² (tolerancia del - 10%)	[500-640] kg/cm ²	SI
Verificación de fuerza de tensado de los torones		222,7 ton con elongación máxima de 72,2 mm (elongación tolerancia ± 5%)	[218,5-245,8] ton y elongaciones de [71-83] mm	NO
Prueba de fallas a cubo de morteros (lechada reparaciones)	AASHTO T-22	En diseño de mezcla 450 kg/cm ² (tolerancia del - 10%)	[284-460] kg/cm ²	NO

Cuadro 41. Dimensiones de elementos			
Tipo de medida	Parámetro	En elementos actuales	¿Cumple?
Sección transversal	Menores a 60 cm ± 0,6 cm De 60 a 90 cm ± 1 cm Mayores a 90 cm ± 1,3 cm	Viga viaducto: 1,10 ± 0,013 m Dintel viaducto: 2,7 ± 0,013 m	SI
Longitud	Menores a 7,6 m ± 1,3 cm De 7 a 15 m ± 1,8 cm Mayores a 15 m ± 2,5 cm	Viga viaducto: 30 ± 0,025 m Dintel viaducto: 10,75 ± 0,018 m	SI
Desviación de la línea horizontal	± 0,5 cm por cada 3 m de longitud	Viga viaducto: ± 5 cm en 30 m Dintel viaducto: ± 1,5 cm en los 10,75 m	SI
Recubrimiento	± 0,6 cm	Viga viaducto: 3 ± 0,6 cm Dintel viaducto: 6 ± 0,6	SI

Fuente: Obtenido de Asociación de Productores de Concreto Presforzado de California.

Cuadro 42. Dimensiones de grietas		
Tipo de grietas	Ancho	¿Se presentan?
Grietas aceptables (cm)	<0,03048	Si
Grietas no aceptables (cm)	≥0,03048	Si

Fuente: Obtenido de Asociación de Productores de Concreto Presforzado de California.

Cuadro 43. Tolerancias en la dosificación del concreto	
Cemento	± 1%
Agregados gruesos	± 2%
Agregados finos	± 2%
Agregados totales	± 1%
Agua	± 1 o 1,5 % por galón
Aditivos	± 3 % en plantas de concreto

Fuente: Obtenido de ASTM C94.

Documento “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”

El documento como tal pretende regular lo que es la inspección de productos presforzados y prefabricados. Con el objetivo, que el profesional pueda usarlo como base para guiarse al desarrollar su labor como inspector.

El documento de la figura 38, reúne lo esencial para estandarizar la verificación de los aspectos generales para el concreto presforzado. Además, este manual se respalda en instituciones, normativas actuales y encuestas aplicadas a ingenieros en construcción o civiles, todo lo anterior relacionado a la producción de estos elementos de concreto presforzado y reforzado. El manual realizado permite identificar requerimientos de materiales, tolerancias, recomendaciones de montaje, recomendaciones de almacenaje, y brinda figuras que permiten la mejor comprensión del tema a desarrollar. Por otro lado, en apéndices el documento cuenta con listas de verificación, una orden de cambio y un diagrama de flujo para la inspección de estos elementos.



Figura 38. Portada del manual "Lineamientos de inspección para elementos presforzados."

Elaborada por Sarah Bossart Dittel (2019).

El manual completo, se observa en la parte de apéndices del actual trabajo, y, a continuación se comenta la información pertinente a cada sección del documento.

Capítulo 1

En esta sección se incorpora lo que son aspectos generales, dentro de los cuales están: introducción, objetivo, alcance y limitaciones, recomendaciones de uso, definiciones básicas, notación, siglas, reglamentación de uso, y documentos de inspección. Lo anterior para que el usuario comprenda de lo que se trata el manual, cómo se usa.

La notación y siglas es de importancia, ya que se utilizan abreviaturas de parámetros relevantes e instituciones, que se mencionan en capítulos posteriores. Por otro lado, en la reglamentación se evidencian las instituciones usadas para realizar el manual, dichos entes son reguladores de alguna u otra forma de la fabricación de productos presforzados.

En la sección de documentos de inspección, estos se enlistan los tipos de registros usados para una correcta verificación de procesos, y que el usuario consulte esta parte, por si no conoce del tipo de herramientas documentales a usar, para realizar una óptima inspección en la que se evidencian: cambios, tolerancias, medidas geométricas y demás.

Capítulo 2

En este apartado se evidencian, las especificaciones técnicas (normas), que debe cumplir cada material del concreto presforzado. Dicha información es relevante, para que el inspector sea capaz de juzgar si el material es o no adecuado para el uso, según normas, y cuáles certificados deben presentar cada material a usar.

Capítulo 3

Se le informa un poco al inspector en esta parte del documento, el equipo general que se debe de observar en planta, durante la producción del material. Se presentan tolerancias o incertidumbres del equipo de tensado, que es de relevancia durante el proceso de fabricación de un elemento presforzado.

Capítulo 4

En esta sección, se muestran aspectos a considerar del concreto reforzado en general. En donde se incluyen temas, como: verificación del correcto armado del acero, tolerancias de montaje y geométricas, y, el manejo del producto en términos de curado, almacenaje, tensado y transporte. Además, de consideraciones en el desencofrado y encofrado del elemento para obtener la unidad deseada.

En este mismo capítulo se incluyen otros tipos de inspecciones al utilizar el equipo especializado. Para que el inspector tenga la información necesaria, con el fin comprender y elegir el equipo adecuado, en conformidad a su necesidad.

Capítulo 5

En el capítulo 5 se presentan recomendaciones para una seguridad laboral en la fabricación de elementos presforzados adecuada. Se tocan temas de equipos personales para la protección contra accidentes, reglas para un tensado e izaje seguro.

Referencias

Se indican todas las fuentes bibliográficas usadas para la elaboración del manual, las cuales están debidamente referenciadas como lo especifica APA.

Apéndices

En los apéndices se incluyen documentos extras que son de apoyo para la inspección en campo. Dentro de los cuales se contemplan:

- Tablas: en estos se representa información de resumen de los capítulos del manual, para facilitar su ubicación y el uso de la información.
- Diagrama de flujo: indica cómo realizar una inspección de productos pretensados y postensados, siguiendo un orden lógico que permite determinar si el producto es adecuado para cada etapa constructiva.

Anexos

Se incorporan tablas, figuras y procesos complementarios, con el fin de dar información que no se incorporó en el manual o complementar la investigación realizada en los capítulos anteriores.

Análisis de los resultados

Diseño de elementos presforzados

Viga

En lo que respecta a las dimensiones, se usaron las mismas que se utilizan en los planos vigentes por parte del consorcio. Se verificaron con respecto a la AASHTO (2017), que dichas dimensiones cumplieran con el mínimo, como se evidencia en el cuadro 1, y resultaron adecuadas. Por lo que la viga se clasifica como una trabe tipo V, debido a que se usa para una longitud de claro de 30 m, el cual se encuentra dentro del rango de 27 a 36 m como lo propone la AASHTO (2017).

En el cuadro 2 se evidencian propiedades geométricas, que fueron de gran ayuda para el cálculo de esfuerzos superiores e inferiores en la viga. Se obtuvieron diferentes módulos de sección puesto que las dimensiones de las alas superiores e inferiores de la viga AASHTO no son iguales. Se logra apreciar de mejor manera lo anterior en la figura 36, y, se observan múltiples distancias al centroide de la viga y de la sección compuesta, que fueron usadas para obtener el módulo de sección. Cabe destacar que se analizó la viga por medio de una sección compuesta que toma en cuenta la viga y la losa juntos, debido a que al analizar los esfuerzos se deben de considerar el aporte de la losa con la viga como si fueran un elemento, para comprobar los esfuerzos generados por ambos, ya que en la etapa de carga de servicio la losa influye en las fuerzas internas. Se obtuvo un factor de modificación entre la viga y la losa de 0,7. Lo anterior debido a que la viga y la losa poseen concretos con resistencias diferentes, por lo tanto, este factor brinda la compatibilidad entre los esfuerzos en la interface de los materiales, según ACI (2014). El presente factor fue utilizado para encontrar el ancho efectivo de la losa.

En lo que respecta a las propiedades de los materiales usados para realizar las vigas, se usaron las mismas que las evidenciadas en planos. Las del acero se corroboraron que fueran las propiedades correctas como lo indican las designaciones de las normas ASTM A 706 para el acero de refuerzo grado 60 y ASTM A 416 para el refuerzo de grado 270. Además, cabe destacar que en el caso del concreto se diseñó con una resistencia a los 28 días de 700 kg/cm^2 debido a que en planta se registran cilindros testigos de las vigas fallados que poseen esa resistencia a la compresión, sin embargo, en planos se indica que a los 28 días la resistencia del concreto debe ser 450 kg/cm^2 . No cabe duda que al presentar una resistencia del concreto mayor en planta, el diseño de verificación se obtuvo un mayor aporte por parte de este en su capacidad de resistir esfuerzos, ya que los esfuerzos catalogados como admisibles son directamente proporcionales a la resistencia del concreto, como se observa en el marco teórico.

En el cuadro 4, se exponen las cargas distribuidas sobre la viga que fueron usadas, donde todas estas son gravitacionales. De las cargas anteriores se obtuvieron los cortantes y momentos críticos, que se evidenciaron al inicio de la viga y en la mitad del claro respectivamente, por medio de ecuaciones clásicas para vigas simplemente apoyadas como se indica en la parte de marco teórico. Como se observa los cortantes y momentos máximos los generan principalmente el peso propio de la estructura, porque se tiene una longitud de diseño de la viga de 30 m, la cual es bastante grande, y por ende mientras más luz más cargas debe soportar de peso propio. Cabe informar que el cortante se diseñó a partir de una distancia d_p como lo indica el ACI (2014) para elementos presforzados, donde se generan las cargas a cortante críticas. Lo anterior debido que en la distancia menor a d_p el apoyo resiste la carga a cortante como si actuara a compresión (abanico de compresión), y el cortante se genera a partir de una distancia d_p donde se forma,

aproximadamente, la primera fisura en el concreto por cortante.

Para el torón se usó un esfuerzo de ruptura de 19000 kg/cm^2 como se observa en el cuadro 3, de acuerdo a la norma ASTM 416. Por lo tanto, en el diseño realizado se obtuvo una carga axial de tensado de 19,6 ton por torón, en donde se obtiene una fuerza efectiva de 15,7 ton, por las pérdidas de presfuerzo que son de un 21% como se evidencia en el cuadro 7. De acuerdo a planos de la obra, se indica que se debe tensar cada grupo de cables de presfuerzo al 75% de la carga de ruptura del torón, que es de 26,6 ton al obtener una fuerza de tensado de 19,9 ton que resulta muy similar a la del diseño propio, y no sobrepasa a la carga de rotura del acero. Además, en el cuadro 7 se distingue que las mayores pérdidas son generadas por la contracción del concreto y flujo plástico. Por un lado, para la contracción del concreto se calculó con respecto a una humedad relativa de 0,6 según lo consultado por el Meteorológico Nacional de Costa Rica (2019), y a un tiempo conservador de 5 años, ya que esta pérdida depende del factor tiempo y del módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. Por otro lado, para el flujo plástico se usa el tiempo de igual forma de 5 años, pero depende del esfuerzo inicial brindado por el tensado de los torones en el centroide del elemento, y se tienen 33 torones tensados a 19,6 ton cada uno, que hace que este esfuerzo sea considerable dando un gran aporte al total de las pérdidas.

En el cuadro 11 se observan los esfuerzos en la fibra superior e inferior mayormente críticos que fueron obtenidos a la mitad de la viga, ya que los momentos últimos mayores se encontraban en esa sección. Además, para los esfuerzos generados por las cargas, los cuales deben ser aceptables, según límites de resistencia estipulados por el ACI (2014), se observa en el cuadro 9 un esfuerzo inferior de $46,2 \text{ kg/cm}^2$ a tensión, en la etapa final de presfuerzo efectivo más cargas de servicio. Dicho esfuerzo resultó ser el más crítico en esta etapa, porque usaba el 87% de la capacidad del concreto para resistirlo, y de acuerdo a los límites dados por el ACI (2014) era el que quedaba ajustado. La verificación se realizó con un concreto de una resistencia a los 28 días de 700 kg/cm^2 . Sin embargo, de acuerdo a lo evidenciado en planos, se indica que la resistencia del concreto a los 28 días debería ser 450 kg/cm^2 , por lo que tendría una capacidad menor para resistir los esfuerzos. De todas formas, el diseño

de mezcla en campo está dando a los 28 días 700 kg/cm^2 , y por eso se decidió verificar con este valor como se encuentra en el cuadro 3, dando una holgura adecuada ante la aplicación de algún esfuerzo extra o no contemplado, y usando los datos reales obtenidos en planta.

La capacidad a flexión del elemento usando 2 torones superiores y 31 torones inferiores como se observa en el cuadro 10 fue de $1114 \text{ ton}\cdot\text{m}$. Por lo que cumple con el momento último y el momento de agrietamiento como se observa en el cuadro 13, que son factores de relevancia a tomar en cuenta debido a que, si alguno de ellos no cumple podría generar el colapso de la estructura, o aportar a su deterioro vertiginoso. La comparación de la cantidad de acero de presfuerzo del diseño final con el presente en la obra de acuerdo con el cuadro 14, se observa que es igual y solo cambia la distancia del entubado de los torones, pero de igual forma no afecta. El entubado de torones es de importancia, porque este permite que regiones con baja resistencia a esfuerzos internos que cumplan, debido a que en las distintas etapas constructivas se generan esfuerzos diferentes, en donde en algunos tramos solamente actúa el esfuerzo de tensado del acero. La zona que cumple con lo anterior es la zona del apoyo que no presenta cargas que contrarresten el esfuerzo de tensado, por lo que dispara las fuerzas internas del miembro y ahí es donde se requiere el entubado, que elimina la fricción del cable con el concreto. Por otro lado, cabe resaltar que usar acero presforzado fue una de las mejores opciones, al ser elementos sometidos a cargas grandes en vanos largos, en donde se reduce el uso de acero pasivo a flexión, aumenta la trabajabilidad, y aumenta la resistencia del elemento a momentos flectores.

Las deflexiones a corto plazo generadas por el camión de diseño HS20-44 (en condiciones de servicio), se observan en el cuadro 11. Dichas deflexiones son adecuadas, ya que cumplen con satisfacción de acuerdo a la permitida por la AASHTO (2017). Además, se obtiene una holgura bastante considerable, casi de 30 mm con base a lo que se deflecta el elemento. Cabe resaltar que se usó para calcular este dato de los ejes del camión, utilizando una fórmula clásica, que involucra la elasticidad e inercia de la sección de concreto como estipula ACI (2014), al ser un elemento simplemente apoyado. El elemento cuenta con una rigidez adecuada para evitar una

deformación que afecte la resistencia o servicio de la estructura.

El máximo acero transversal utilizado en la sección más crítica corresponde a #5 cada 10 cm como se observa en el cuadro 12, aprovechando su 95% de la capacidad. Por otro lado, en el cuadro 13 se obtiene una configuración similar de acero transversal, con respecto a la evidenciada en planos. Sin embargo, en la sección de 6,12 m a 9,18 m de la viga, se usa acero #5 cada 10 cm en vez de lo observado en planos que es #4 cada 10 cm. Dicha diferencia se atribuye a una posible reducción de cortante por medio de los factores de distribución por parte de los ingenieros estructurales del consorcio, o al cálculo del cortante por medio de la ecuación exacta que usa el ACI (2014) para elementos presforzados, debido a que en el diseño propio se usó la ecuación conservadora para diseñar cortante para elementos presforzados, según ACI (2014). Con el acero propuesto, que es #5 cada 10 cm en ese mismo tramo se excede 35 ton, pero se quiso reducir su número o espaciamiento del acero, pero no se tuvo éxito, ya que el usado por el consorcio era un poco inadecuado por unas cuantas toneladas.

En el cuadro 18 se aprecia la comparación del acero de refuerzo complementario usado por el diseño propio, y por lo observado en planos. Dicho refuerzo no se relaciona con la capacidad a flexión del elemento o no es usado para eso, según el ACI (2014). Aunque sí se tomó para el cálculo a flexión y su aporte es mínimo, casi despreciable. Se usa como acero para dar estabilidad a la viga, para darle la forma que necesita el elemento y principalmente evitar el pandeo. Este acero se coloca cada 25 cm o menos de acuerdo con el ACI (2014), por lo que se confirmó el cumplimiento de dicha distancia. Para el diseño generado se usó la misma cantidad y número de acero, siendo así se verificó el cumplimiento o justificación de su utilización. Sin embargo, en el ala inferior y ala superior dicho acero podría usarse solo en zonas donde se da un cambio de dirección del acero de los aros.

Dintel

Las dimensiones usadas como se aprecia en el cuadro 16, para cálculos de capacidad del dintel son las mismas que las mostradas en planos al igual que las vigas, debido al tener un elemento

con una sección variable y complejo, que incluye distintos cálculos en los cuales no se posee experiencia. Además, que se pretende la verificación del elemento como tal, ante las cargas impuestas.

En lo que respecta al acero de presfuerzo, es el mismo que se usó para las vigas. Dichas propiedades del acero incluidas en el cuadro 17, son iguales a las usadas por el consorcio para la construcción de estos elementos (dinteles), según planos anexados, cumplen con la normativa respectiva. Se debe de mencionar que las propiedades del concreto son las mismas que las notadas en los documentos técnicos del consorcio (planos), pero en planta se obtienen resistencias superiores a los 350 kg/cm² (para tensar y destensar) de diseño, que eventualmente al igual que la viga aumenta la resistencia del concreto a soportar esfuerzos mayores. Pero dichas resistencias del concreto en campo no son homogéneas como las de las vigas para usar esos valores, por lo que se usa la resistencia del concreto de destensado estipulada en los planos para la verificación de la capacidad.

Para las cargas consideradas, se usaron las mismas que las vigas solo que se agregó el peso propio de los diafragmas y del dintel. En el cuadro 18 se observa que la carga considerada que mayor magnitud tiene es el peso propio de los elementos estructurales, debido a que se toma como longitud tributaria para el dintel la mitad de la viga que son 15 m, además se le suma una carga axial por el camión de diseño de casi 30 ton por cada viga, debido a la influencia de los dos carriles que debe soportar el dintel. Por otro lado, las deflexiones a corto plazo que sufre el elemento ante las cargas vehiculares, son admisibles como se evidencia en el cuadro 25, y según lo estipulado por el ACI (2014) al ser un elemento que cumple con este criterio posee la rigidez necesaria para limitar cualquier tipo de deflexión o deformación que afecte la estructura en su servicio o funcionalidad.

En los cuadros 19 y 20 se muestran el cortante y el momento crítico, respectivamente sin mayorar, en una distancia de análisis de 0 m. Al tener un elemento que es empotrado de un solo lado, se da la concentración de cargas en el empotre, debido a que es el único lugar de donde se encuentra fijado el elemento, por lo que este efecto produce dos reacciones a considerar en un único punto, que son un momento y cortante inicial. Por otro lado, las cargas excepto las del

dintel y el diafragma, que se usaron para el diseño de las vigas están siendo igualmente afectadas por el factor de distribución de acuerdo a lo estipulado por la AASHTO (2017), para determinar qué porcentaje de la carga real es soportada por las vigas, según su posición transversal (vigas externas e internas), y, así transferidas al dintel de manera puntual.

En las pérdidas se obtiene un total de un 13% de disminución del presfuerzo inicial aplicado. Como se observa en el cuadro 21, para el deslizamiento de anclajes se calculó un 0% debido a ser un elemento sometido a flexión con tan poca longitud de su cable de presfuerzo. Además, las pérdidas de acortamiento elástico y flujo plástico, fueron muy cercanas a 0%, porque el esfuerzo en el concreto en el centroide del acero debido a la fuerza de presfuerzo inicial, fue relativamente baja, al tener excentricidades de los torones tan pequeñas e inercias de secciones transversales altas. Sin embargo, las demás pérdidas si resultaron significantes porque dependen del tiempo, y humedad relativa, por lo que para el caso propio se usó un tiempo máximo de 5 años, y una humedad relativa de 0,6, según datos del Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica (2019), al igual que la viga. Dicha pérdida del 13% genera que el presfuerzo efectivo sea mayor, por lo que se necesita menos torones para alcanzar la resistencia adecuada, en el presente caso se tensan a 19,5 ton (igual que las vigas) con un presfuerzo efectivo de 17 ton. Por lo que se considera con respecto a especificaciones de planos de taller del consorcio, que la fuerza de tensado inicial no difiere mucho con respecto a lo obtenido del diseño.

Se determina que los esfuerzos mayormente críticos se dan en la sección con $x=1,11$ m, distancia medida desde el centro del dintel al extremo del mismo. Asimismo, el cuadro 22 demuestra que se obtienen esfuerzos iguales tanto superiores como inferiores excepto para el tensado inicial, lo anterior debido a que la sección transversal del miembro a flexión es rectangular (simétrica), y por lo tanto posee iguales módulos de sección tanto superiores como inferiores. En lo que respecta al tensado inicial se obtienen valores distintos debido a que los torones se posicionan cercanos a la fibra superior y su excentricidad hace que los esfuerzos de tensado se distribuyan distinto en el área transversal, aunque el elemento sea simétrico. Por lo que a nivel inferior se debería de obtener un esfuerzo de tensión como se

obtiene en este caso por la fuerza de tensado y uno superior a compresión que contrarreste los esfuerzos de tensión de las cargas aplicadas. Cabe agregar que en el cuadro 23, se aprecia el cumplimiento de los esfuerzos totales de acuerdo con los esfuerzos admisibles brindados por el ACI (2014), donde se verificaron en esta etapa que los esfuerzos a compresión no excedieran $0,6f_c$ usado para cargas transitorias como en este caso (vehículos), y $2\sqrt{f_c}$ para esfuerzos de tensión en la zona precomprimida para igualmente cargas de servicio, según el ACI (2014).

El momento resistente del elemento presentado en el cuadro 24, se observa que difiere del último en casi solo por 10 toneladas, por lo que se evidencia un uso adecuado del acero ajustándose a las solicitaciones. Además, el momento agrietamiento cumple, asegurando el control de posibles fisuras generadas por la flexión en la etapa de servicio, que si se formasen causarían corrosión en el acero o una falla por servicio. Por lo consecuente al saber que el dintel cumple con lo requerido en capacidad, se tiene una comparación del acero a flexión propuesto y el utilizado por el diseño del consorcio en los cuadros 31 y 34. Donde el cuadro 31 se aprecia la misma cantidad de torones (12) usados con las mismas propiedades geométricas de ubicación, logrando determinar que el acero de presfuerzo que usa el consorcio para los dinteles es correcto de acuerdo a la verificación. En lo que incumbe al cuadro 34 se expone que se usó dos números menos de acero, ya que el contratista propuso 4 varillas #10 y en el diseño confeccionado se establecieron 4 varillas #8, al reducir el número para aprovechar la capacidad de la varilla, sin embargo, al tener un acero mayor el diseño vigente en planta de igual forma cumple, pero el costo del elemento incrementa.

En el cuadro 26 se alcanzó un cortante resistente de 341 ton y un cortante último de 271 ton, que cumple con satisfacción. Para obtener el resultado anterior, se propuso varillas #5 cada 10 cm en la totalidad del dintel, ya que en algunas partes se propone acero de un número menor, pero al ser una longitud de tan solo 5 m, se complicaba a nivel constructivo utilizar varios aceros en esa distancia tan corta. Al considerar el cuadro 30, se nota una reducción de un número de varilla de acuerdo a lo que se presenta en los planos, realizando una reducción del acero transversal del dintel (viga cabezal) considerable y cumpliendo con las zonas por confinamiento de

d/2. Además, cabe destacar que se usó la fórmula conservadora al igual que las vigas para calcular el cortante, por lo tanto, no se contó el aporte mínimo a cortante por parte de los torones, ya que en este caso sí se podía utilizar debido a que el acero de presfuerzo cuenta con un ángulo de desviación.

En el caso de la losa que une a los dos elementos sometidos a flexión en el dintel, se consideró el peso propio del elemento para diseñarlo. Donde se evidenció el cumplimiento a flexión, por lo que el acero obtenido brinda una capacidad de 38,5 ton•m, como indica el cuadro 27, mientras lo que debe aguantar el dintel es de 26,2 ton•m, que, aproximadamente, es un 69% de su capacidad, por lo que cumple a satisfacción con lo demandado. Además, el cortante de una losa se sabe que debe de ser soportado por la sección transversal de concreto, es decir no lleva refuerzo transversal, y se verificó el cumplimiento de este al usar el espesor de losa de 0,45 m que es el mínimo peralte a usar de acuerdo a fórmula del ACI que plantea una relación de L/10, y funciona como se observa en el cuadro 28. Sin embargo, cabe resaltar que el consorcio en la planta fabrica dinteles con un espesor de losa de 0,50 m, es decir, 5 cm de concreto. En lo que respecta al acero por flexión para la losa se usó los mismos que brindan los planos (cuadro 32), y cumple con satisfacción. Dicho acero corresponde a #8 cada 20 cm, pero el acero de temperatura se logró reducir a #5 cada 20 en lugar de #6 cada 20 cm, al obtener un diseño acoplado a sus solicitudes. Cabe destacar que dichas reducciones de acero no expresan que lo evidenciado en planos este mal, solo que soporta un poco más de carga de la debida o solicitada de acuerdo al análisis estructural propio.

El acero complementario se mira en el cuadro 33, que de igual forma se verificó con lo que indica el ACI (2014), al igual que las vigas. Se propuso usar varilla #4, a una separación de cada 20 cm el refuerzo longitudinal, y ganchos transversales a una separación vertical de cada 40 cm, pero con una distancia horizontal de 10 cm. Lo anterior para brindar estabilidad a elementos con peraltes mayores de 900 mm, que podrían estar propensos al pandeo de acuerdo con el ACI (2014), ya que se poseen elemento con alturas y longitudes de más de 2 m.

El acero de refuerzo del puntal se diseñó a compresión pura, a través de la obtención de la carga axial resultante del momento último de

diseño de la viga. Como se percibe en el cuadro 29 la compresión resistente del puntal es similar a la compresión última. Por lo tanto, para obtener esta resistencia se utilizó de 6 varillas #5 como se propone en los planos. Dicho acero emplea el 85% de su capacidad (288 ton), debido a la carga última de compresión aplicada que es de 244 ton. Además, para el cortante del puntal se determinó la misma configuración que en planos, se resalta que como ya el dintel poseía cortante se propuso varilla #4 cada 10 cm como acero de guía para el puntal, y para coincidir el espaciado con el acero transversal total.

Es de suma relevancia comprobar este elemento por fuerza sísmica de diseño y aplicar el teorema del puntal tensor realizando un modelo tipo cercha, para determinar con seguridad que se cumple ante todas las cargas posibles que afectan a la estructura.

Diagnóstico del control de calidad para las plantas de productos prefabricados

Personal en las plantas de productos prefabricados

Debido a la gran cantidad de procedimientos y decisiones técnicas que se llevan en las plantas de productos prefabricados, se requiere de cierto tipo de personal con conocimiento en distintas áreas de interés para que la planta funcione adecuadamente. Además, el personal involucrado debe ser responsable, poseer una comunicación adecuada (relación laboral), velar por el control, aplicar la ingeniería, y presentar un buen rendimiento en la producción, para definir un proceso de planta.

Según Instituto del Concreto Presforzado/Prefabricado (1999), al menos un miembro de la planta debe estar certificado como Inspector/Técnico nivel II en el Programa Certificado de Calidad en el Control de Personal PCI. Se debe de contar con un ingeniero con experiencia en plantas de elementos presforzados, en este caso la empresa H-Solís

cuenta con el ingeniero a cargo de la planta que es sumamente experimentado, cuyo nombre es el Ing. Mauricio Ramírez, el cual trabajaba en la empresa Productos de Concreto, y está certificado por el ACI, "El trabajo que debe desarrollar este ingeniero cuenta de aplicar y ordenar las normas de elementos de concreto presforzado y ser competente para revisar diseños realizados por otros" (PCI, 1999, p.1.4), por lo que para temas meramente estructurales del consorcio subcontrataron a la empresa consultora Camacho y Mora S.A. Además, la persona competente de la planta, debe ser el o la responsable de "aprobaciones de métodos y procesos para a la hora de tensar el torón, medir y calcular elongaciones, medir la contra flecha y deflexiones, compensaciones de las variaciones de esfuerzo y cualquier otra función que afecte al producto final presforzado" (PCI, 1999, p.1.4).

Por otro lado, el personal dedicado a la producción o fabricación (operadores, peones, maestros de obra) deben presentar experiencia en la fabricación de este tipo de elementos, según PCI deberían ser preparados, esto según el Manual de Preparación para Concreto Presforzado-Prefabricado, MNL-128. En este caso para el proyecto de Circunvalación Norte, se contrataron personas de nacionalidad costarricenses con experiencia en la construcción, pero no específicamente en la fabricación de elementos presforzados. Sin embargo, los ingenieros expertos mediante una serie de órdenes y charlas, le dieron al personal consejos e instrucciones a seguir para la buena fabricación de elementos presforzados.

En este tipo de plantas, es muy difícil definir un personal específico, con cantidad y tipos de profesionales, ya que esto depende de la magnitud de la planta (dimensiones) y la cantidad de elementos que necesite elaborar por un determinado tiempo. Sin embargo, al trabajar con herramientas y procesos que ponen en riesgo la vida humana, se debe contar un experto en seguridad laboral. En el caso de la supervisión, ellos cuentan con una persona competente en el tema, el cual vela para que el trabajo se realice con el menor de los riesgos posibles, pero como se sabe todo trabajo se mejora. Sin embargo, como se observa en el cuadro 35 el consorcio no posee un profesional en esta área que sería vital.

En el personal es de importancia contar con personas de experiencia durante la jornada laboral, que sean capaces de tomar decisiones.

Para que los problemas sean solucionados con eficiencia, rapidez y seguridad, para desarrollar un trabajo con los estándares de calidad deseados.

Materiales en las plantas de productos prefabricados

En lo que respecta a esta sección se debe de considerar la materia prima para obtener los elementos finales, estos insumos fueron presentados en el cuadro 36. Para que los elementos finales cumplan con la calidad, la materia prima debe venir certificada de acuerdo a la norma ASTM con la que debe cumplir, y asegurar al cliente que sus estándares de calidad son óptimos para el uso, de acuerdo con PCI (1999). En el caso del consorcio tienen claro este aspecto, y los cuales muestran a la supervisión los certificados correspondientes. Los documentos de certificación que se observaron y analizaron, fueron: los del acero pasivo y activo (indica la curva de carga vs deformación), aditivos, cemento, membrana de curado y desmoldante.

El CONAVI, pide estos documentos como requisito de aprobación del pago de elementos terminados. Además, de otros controles de calidad de parte del autocontrol (del concreto fresco) que se basan en la normativa: ASTM o AASHTO correspondiente.

Los materiales del cuadro 36 son usados tanto para dinteles como vigas. El acero de prefuerzo es de grado 270 y el de refuerzo varillas de grado 60, en su mayoría, estas son usadas para ambos elementos. Además, la resistencia de diseño del dintel es de 350 kg/cm^2 y para la viga 450 kg/cm^2 , como se logra observar. En lo que corresponde a los ductos PVC son usados para el pretensado con el fin de liberar zonas de los esfuerzos debido a la tensión del acero. En lo que corresponde a los demás materiales utilizados se encuentran: desmoldante que es usado para asegurar un buen desencofrado, la membrana una película encargada de ayudar al curado del concreto, los separadores son dispositivos que aseguran el recubrimiento del acero y el alambre negro para sujetar las uniones entre las varillas de acero pasivo.

En el proyecto estos materiales vienen respaldados donde se demuestran sus propiedades mecánicas, geométricas y químicas, para que el contratista presente un adecuado

criterio de aceptación para su uso, de acuerdo a la normativa que se requiere. Además, algunos de estos materiales como la membrana y el aditivo, traen en sus fichas técnicas dosificaciones aplicables para asegurar el correcto desempeño del producto. En todo momento una persona debe observar que las aplicaciones de los mismos se empleen con respecto a las especificaciones técnicas, según PCI (1999).

Equipo y procesos de producción de los elementos presforzados

El consorcio, H-Solís y Estrella, cuenta con el equipo para realizar la producción de elementos presforzados, como se observa en el cuadro 37. Sin embargo, deberían de velar por la calibración del mismo, ya que en lo que es la tensión de los torones algunos resultados dan un poco distintos, y algunas veces no se cumple dentro de la tolerancia que se presenta para el tensado de $\pm 5\%$, por lo que dicho dato podría afectar en el desempeño mecánico del elemento. Ellos establecen una calibración del mismo pero cada 6 meses lo cual no está mal, pero se podría ir verificando la calibración cuando se obtengan datos que se salen del 5% de tolerancia, para asegurar la calibración antes de esos 6 meses que usa el consorcio. Las fallas de calibración se reflejan en los resultados de tensado, y estos fallos podrían afectar la capacidad a flexión del elemento.

El proceso de vibrado se debe dar con una mayor regulación, en donde se verifique la frecuencia que con la que vibran los dispositivos. Debido a que si la frecuencia es alta podría generar segregación del concreto, al afectar la resistencia y apariencia del producto final, según ACI (2014). Tema que debería de generar más control el consorcio, debido a que no se evidencia algún tipo de verificación, que cumpla con adecuado vibrado como indica el ACI, para que así no se generen problemas en el concreto.

El proceso realizado en obra, en realidad concuerda de acuerdo a lo observado en diferentes videos de plantas especializadas en elaboración de elementos presforzados y en bibliografía consultada. Sin embargo, sería de buena práctica capacitar al personal para actualizarlos en el proceso y manejo de equipo, o tenerles en planta un proceso diagramado o

esquemático de cómo proceder ante cada etapa que involucra la confección de elementos presforzados. En este proyecto las personas que laboran fabricando elementos presforzados al principio es decir cuando se inició el proyecto no presentan experiencia, dificultando su labor y obteniendo fallos no contemplados a la hora de producir los elementos.

Normativas y procedimientos aplicables

En cuadro 38 se brindan una serie de ensayos y documentos complementarios, en los cuales toda planta productora de elementos de concreto debe contemplar. La mayoría de esta normativa la brinda ASTM y AASHTO, que son las encargadas de ofrecer parámetros para estandarizar y aumentar la obtención de productos de calidad. Por lo tanto, la importancia del cuadro 38 radica en brindar los ensayos y documentos necesarios a contemplar para regular el proceso de fabricación de elementos presforzados, además de indicar cuál es la importancia de cada uno de estos ante su aplicación.

Según PCI (1999), toda planta debe de contar con un programa de planta o protocolo, capaz de regular la producción e inspección, con el fin de cumplir todos los requerimientos. En lo que respecta al consorcio, cuenta de un protocolo de control de calidad tanto para vigas como dinteles. Básicamente ellos realizan controles en planta, según protocolo, de: tensado de torones, curado por medio de membranas, pruebas al concreto fresco como: revenimiento, contenido de aire, temperatura y prueba de esfuerzo a compresión de cilindros. Sin embargo, no realizan pruebas de peso unitario, que son de gran relevancia para asegurar la correcta dosificación de insumos (piedra, arena, agua y demás) del concreto fresco, según ICCYC (2007). Debido a que se le reportó al consorcio de la importancia del ensayo, pero justificó que el cartel no menciona este como prueba de pago o de requisito alguno.

De acuerdo con PCI, se indica que las plantas son lugares que llevan procesos, muy rigurosos, y que por lo general la producción de elementos prefabricados es sumamente controlada. Debido a lo anterior se tiene que todo material antes de usarlo debe poseer su certificación de aprobación, donde indique que

cumple con la norma respectiva de ASTM o AASHTO según se requiera. Estos certificados que aprueban el material a utilizar, si fueron evidenciados en la planta y algunos están insertados en la parte de anexos. De hecho, algunos de estos son: los del acero, cemento y aditivos, cabe destacar que estos informes se presentan cada mes, para que la supervisión (UNOPS) de su aprobación que los elementos están siendo confeccionados con materiales normados, asegurando la calidad de estos.

Según ICCYC (2007), los agregados requieren de un adecuado control de calidad por medio de un sistema de producción. En este caso el Ing. Danny Chacón Ramírez indica que los agregados son ensayados debidamente para verificar módulos de finura, gravedad específicas y demás, sin embargo, no se obtuvieron estos documentos, ya que es un proceso interno del contratista. No obstante, cabe destacar que sí se obtuvieron ensayos de cilindros de los elementos y dichos concretos resisten por lo general la resistencia contemplada en el diseño de mezcla. Por lo tanto, cabe destacar que se deben tener materiales con mejores propiedades para superar el f'_c de diseño. Sin embargo, según PCI (1999), los agregados deben de someterse a pruebas de porosidad para garantizar la permeabilidad del material, y, a un ensayo que indique si se presentan compuestos alcalinos de silicio o carbono, que son sumamente dañinos para el acero de presfuerzo, ya que oxidan el acero y por ende dañan su desempeño mecánico.

Se debe saber cuál tipo de ensayo o procedimiento usar, ya que se elige dependiendo del material que se tenga. Es por esto que se deben conocer los ensayos a profundidad para usar el adecuado, y no generar posibles problemas por el mal uso de la normativa.

Evidencia fotográfica de problemas de calidad

En la presente sección se procederá a analizar cada imagen del registro fotográfico tomado, con el objetivo de identificar el porqué se dio el problema evidenciado en la fotografía. Además, es importante saber que todos los inconvenientes vistos en las plantas están en reparaciones correspondientes, para asegurar la integridad estructural del elemento.

Vigas

En la fotografía 1, los daños mostrados se dieron porque el elemento se coló bajo la lluvia. Dicha unidad presenta lo que son grietas y segregación, ambos casos están relacionados al exceso de agua que se le incorporó a la mezcla, al generar un cambio en su relación de agua/cemento (a/c). Según IMCYC (2005), la segregación se debe a que se presentó una mala compactación o fugas de pasta en el encofrado. Por lo tanto, se observan partículas gruesas prácticamente sueltas, debido a que al vibrar género que el agregado pesado bajará con mayor facilidad por el agua adicional de la lluvia, que ayudó que el revenimiento fuese mayor y, por ende, su trabajabilidad, además, se presentaron fugas de pasta a través de los durmientes del molde dejando agregado sin cubrir. En lo que corresponde a las grietas, según IMCYC (2005), se deben a altas temperaturas o ciclos alternos de mojado y secado; en el caso del proyecto el agua llovida sin una secuencia lógica causó que la fluidez del concreto aumentará más en ciertas partes que otras causando revenimientos diferenciados que provisionan a las grietas. Por otro lado, según PCI (1999) se debe de destensar los torones en condiciones seguras, y cuando se obtenga un cilindro que demuestre la resistencia adecuada del concreto para resistir estos esfuerzos que le aplica el destensado. Sin embargo, en la planta se destensó (torones cortados) antes de las 12 h establecidas, y seguro al tener agua por la lluvia no alcanzó el f'_c de destensado, al generar esfuerzos internos en el elemento no considerados en el diseño, siendo susceptible a grietas.

En la fotografía 2, se aprecia un elemento con daños considerables. En esta se logra evidenciar un hueco de lado a lado, se distingue el acero de presfuerzo expuesto. En este elemento posiblemente no se tenía el tamaño máximo nominal del agregado correcto, produciendo que la mezcla no pasará a los lados que se quedaron sin cubrir. Se debe de evaluar el proceso de vibrado, debido a que no se evidencia control alguno de los tiempos ni de medición de frecuencias o amplitud de la misma como lo indica el ACI 309R. Queda claro que esta viga es crítica, ya que tiene hasta huecos de 1 m de longitud que efectivamente afectan en su desempeño estructural. Por lo tanto, la empresa Camacho y Mora S.A, realizó un protocolo para su reparación, y se someterá a

pruebas de carga para verificar que estructuralmente sea capaz.

Por parte de la fotografía 3, se logran apreciar juntas frías que son de un tamaño importante. De acuerdo con ACI 309R (1996) atrasos en la colocación de concreto podría causar líneas pobres (juntas frías) y para evitar este problema el concreto se debe mantener activo o vivo con el vibrado. En el caso del elemento cabe resaltar que fue colado bajo condiciones climáticas calurosas. Debido a lo anterior, se infiere que la junta fría se ve generada a consecuencia de una duración de colado extensa de 3 horas, y al exceso de calor presente ocasionando que el concreto empezará su fraguado inicial antes de lo establecido, debido al calor del medio más el calor generado por el concreto. Además, no se evidencia, pero en esta viga se generaron orificios donde se expone el acero, y la razón es la misma, debido a un fraguado prematuro, y a un tiempo de colado extenso. Cabe destacar que el presente elemento será reparado con fibra de carbono, ya que fue destensado antes de proceder a la reparación ocasionando esfuerzos internos en el elemento no contemplados, y se someterá a una prueba de carga real para determinar su aceptación. Estas pruebas de carga, según ICCYC (2007), son usadas para determinar altas concentraciones de esfuerzo, deflexiones, asentamientos o resonancia; en lo que compete a este caso su comprobación será principalmente para verificar el cumplimiento de los esfuerzos por lo mencionado con anterioridad.

De la fotografía 4, se evidencia el vuelco de la misma. En esta después de darse dicho evento, se identificaron grietas verticales separadas, aproximadamente, de 0,2 a 0,7 m, las cuales fueron generadas por el impacto del elemento contra el suelo. Además de las grietas, se evidenció desprendimiento de material (concreto endurecido). Ante este tipo de hechos, se deben de generar los planes de seguridad y condiciones de almacenamiento adecuadas, por parte de la empresa ejecutora, en donde se aseguren de la estabilidad del elemento para evitar daños físicos del personal que labora en la planta, y daños de la misma unidad. En este caso las grietas fueron consideradas como posibles daños que afecten el desempeño mecánico del elemento, por lo que los ingenieros estructurales responsables hicieron un protocolo de reparación para la viga en donde se le harán pruebas de ultrasonido, y según ICCYC (2007) estas sirven

para identificar discontinuidades o grietas en el concreto, además aproximan la resistencia del concreto. Sin embargo, no es un estudio completo que asegure la calidad estructural, por lo consecuente recomendaron efectuar una prueba de carga.

Con respecto a la fotografía 5, se aprecian fisuras en los apoyos de las vigas, para ser exactos en las alas inferiores. Dichas fisuras presentan una inclinación horizontal evidenciándose como si fuera una falla por cortante. Pero se tiende a pensar que estas grietas son generadas, principalmente, a la hora de transportarlos, según el Ing. Danny Chacón Ramírez, ya que los apoyan o los posicionan un poco brusco por lo que genera esta falla. Además, se logra ver la oxidación en los torones, no obstante, su nivel no es alarmante y no dejan escamas o manchas de corrosión a la hora de tocarlos. No obstante, según Méndez (2015), la oxidación es una patología que se le debe de poner cuidado y proteger al acero correctamente, ya que podría afectar sus propiedades mecánicas al ir perdiendo sección transversal ocasionada por esta reacción química.

Dinteles

En la fotografía 6, corresponde a un elemento en donde una parte de este tiene dimensiones no contempladas en el plano. Se debió a un exceso de concreto colocado y, por lo tanto, el dintel en esa esquina adquirió esa forma. Cabe resaltar, que se tuvo que arreglar el dintel a las dimensiones especificadas en planos. Pese a, dicho desperfecto geométrico no generaba un problema estructural en el elemento, más bien era solo arquitectónico. Lo anterior se debe a que de acuerdo con el PCI (1999) este cambio no generaba condiciones de cargas excéntricas, cambios en la configuración del acero o cambios en las localizaciones de anclaje.

La fotografía 7, se nota el acero de postensado oxidado. Este acero se encuentra de acuerdo a la escala de oxidación en un nivel por arriba del moderado, de acuerdo al documento de Méndez (2015). Por lo tanto, debería de ponerse atención a este tema, para que no afecte el desempeño del acero y que la oxidación no se expanda a los anclajes. Por otro lado, la imagen b del dintel, se observa cómo está este almacenado al aire libre, y en contacto con el suelo, y según

Méndez (2015) estos elementos presforzados deberían estar apoyados sobre algunas bases, o estructuras que los separen del suelo para evitar cualquier contaminación. Estos problemas fueron reportados al consorcio, el cual tomó como acción limpiar los torones debido a que evaluaron que la oxidación aún era moderada, y posicionaron el elemento sobre los apoyos adecuados.

Se debe de considerar un mejor control en el proceso de colado de concreto porque como se logra identificar en la fotografía 8, parte del acero de refuerzo queda sin el recubrimiento debido. En el proyecto es muy común ver este tipo de errores en el colado, que por el tipo de evidencia pareciera adjudicarse al mal vibrado, donde, según ACI 309R (1996) el concreto debe ser vibrado debidamente para eliminar durante este proceso la fricción interna entre partículas, con el fin de poder colocar el material con satisfacción a lo largo y profundidad del molde. Muchas veces el vibrado deficiente brinda como resultado zonas en donde la vibración no alcanzó, y, por lo tanto, quedan áreas sin concreto dejando el acero de refuerzo expuesto, causando algunas veces hormigueros donde la pasta necesaria no llega a cubrir el agregado grueso, si este padecimiento se agrava el acero queda desnudo.

Planta de productos prefabricados.

La fotografía 9, evidencia la falta de una estructura tipo techo en la planta que les facilite laborar durante la lluvia y temperaturas altas. Además, un techo les permitirá proteger a los materiales como acero y concreto de los mismos factores climáticos. El PCI (1999) y el ICCYC (2004) recomiendan tener la protección adecuada contra climas lluviosos o calurosos, ya que estos afectan la integridad estructural del elemento brindando menores resistencias y menor durabilidad del concreto, mayor variabilidad del acabado superficial, mayor permeabilidad resultando con un alto contenido de agua, y mayores probabilidades de la corrosión del acero. Después de tomada la foto, se analizaron una serie de eventos en los elementos finales como: segregación, juntas frías, agregados lavados y entre otros, que le perjudicó al consorcio por temas de lluvia y temperatura. Por lo que la supervisión les aconsejó que hicieran uso de un lugar techado, y enseguida empezaron a trabajar en eso, en

donde, actualmente, ellos cuentan con esta estructura.

Para la fotografía 10, se identifica lo que es el gato de tensado en conjunto con los torones a usar. El acero de presfuerzo no está siendo correctamente almacenado, debido a que está a la intemperie (lluvia, sol, etc), facilitando que se dé la oxidación de los mismos. Se debe de saber que la oxidación considerable y la contaminación del acero con otras partículas como polvo, hace que la adherencia de este metal con el concreto no sea la ideal según PCI (1999). Además, el IMCYC argumenta que los torones son sumamente sensibles a la oxidación, especialmente cuando están expuestos a iones de cloruro, por lo que no se debe usar aditivos o materiales que tengan este ion. Por consiguiente, se debe tener almacenado y limpios los aceros, debido a que estos materiales dan la capacidad a flexión y a cortante en su mayoría al elemento, por ende, al verse afectados dichas capacidades podrían reducirse y no alcanzar el diseño considerado. En donde al consorcio se le reportó esta reacción química que sufre el acero por las razones descritas con anterioridad, y procedieron a verificar pérdidas del área transversal, capacidad y nivel de oxidación del acero para aprobar o rechazar su uso.

De la fotografía 11 a la 17 se observa un poco del proceso de fabricación de una viga pretensada por parte del consorcio. De estas fotografías se rescata que el área de tensado de torones no está rotulado ni encerrado para prevenir un accidente. De igual forma, durante el tensado de esa viga no se observó ningún responsable tomando mediciones de la elongación de los torones, para calcular la fuerza de tensado de diseño. El proceso de colado al parecer es un poco lento, al camión tener que depositar el concreto en una tolva, esta tolva por una grúa de pabellón lo deposita en el encofrado. Igualmente, la viga está siendo colada a medio día lo que podría disminuir el tiempo de fraguado del concreto, y, además agrietar el material al tener la mezcla tanto calor de hidratación. Por otro lado, en el proceso de vibrado no se controla el tiempo del mismo lo cual podría generar segregación o asentamientos diferenciados en el concreto en algunas secciones de acuerdo con el ACI 309R (1996). Por último, el acabado por parte de los trabajadores es óptimo, y la superficie queda homogénea, pero el manteado (sarán) que le ponen para evitar que la viga pierda agua por el calor del día, es deficiente y presenta huecos, se

considera que no cumple con la norma ASTM C171. Dicha deficiencia en la protección causa pérdida de agua de la viga, y se podría obtener al final un mal acabado, menor resistencia de la esperada, también podría disminuir la durabilidad del concreto y propiciar al agrietamiento, como lo indica ICCYC (2004).

Materiales antes del colado

En la fotografía 18, se aprecia una medida del revenimiento por medio de la prueba ASTM C143, sin embargo, el revenimiento es de 250 mm, por lo que para la presente norma no aplica. Por lo tanto, el concreto se debe de rechazar porque el diseño de mezcla contemplaba un revenimiento de 200 mm con aditivos, o se debe aplicar una prueba correspondiente que en este caso es la ASTM C1611 para concretos fluidos (revenimientos mayores a 230 mm), que mide la fluidez como indica el nombre y con posibilidad de evidenciar si el concreto ensayado es susceptible a segregarse.

Se procede a identificar en la fotografía 19, un grado de oxidación considerable de los torones. Cabe destacar que este material presenta escamas y cuando se procede al tacto deja manchas anaranjadas. Sería de mucha ayuda limpiar el acero antes de colocarlo y controlar si el material presenta reducción de la sección transversal o picaduras, para establecer su aceptación, como lo indica Méndez (2015). Además, se deben de almacenar bajo techo y aislados de las condiciones climáticas, para evitar una oxidación agresiva.

En la fotografía 20, se mide la temperatura del concreto fresco donde el CR-2010 indica que esta temperatura debe estar entre 15 a 30 °C. Por lo consecuente, se cumple con 29°C (casi al límite) y se aprueba el colado del elemento.

Problemas generales de los elementos prefabricados

Para identificar los problemas que se mencionan a continuación se hace referencia a la figura 37, que corresponde al diagrama de Ishikawa.

Con respecto a la mano de obra y condiciones de trabajo, se observaron algunas prácticas peligrosas como, por ejemplo:

- la falta de una rotulación adecuada de las zonas de tensado y área de carga por parte de la grúa,
- la falta de techado, el cual debe proteger a los trabajadores del sol y lluvia. El cual ya se encuentra en la planta;
- los trabajadores estaban por primera vez trabajando en proyectos de esta magnitud, y con elementos presforzados;
- al ser un trabajo pesado y bajo las condiciones climáticas que se dieran en el momento, la jornada se volvía pesada y se notaba el cansancio. Por lo que algunas veces este cansancio llevaba al desinterés, o a realizar las actividades rápido.

El control de la calidad se nota un poco insuficiente, porque ha habido elementos cuyo resultado final no ha sido el deseado. Se han generado elementos con hormigueros, con acero expuesto (sin recubrimiento), un revenimiento mayor al contemplado en el diseño de mezcla, colado bajo la lluvia, además, de atrasos en el cronograma debido a imprevistos. Todo lo anterior hace referencia a la falta de control por parte del consorcio como una causa importante de los problemas, de acuerdo a la figura 37.

Se debe de explicar que ellos (consorcio) asignan personas competentes, pero no están presentes siempre como se debe, para evitar elementos defectuosos o tomar decisiones importantes. Las resistencias finales de los elementos, por lo general, están por encima de las estipuladas en el diseño de mezcla de la planta, lo cual es correcto, pero al tener datos que varían y al no cumplir con los diseños de mezcla realizados, se prueba la falta de un control estricto.

Se debe contar con los materiales adecuados y las condiciones de almacenaje debidas. Debido a que en planta se observa agregado a la intemperie, y no está posicionado sobre una base sólida como de concreto asfáltico o concreto hidráulico. Además, de usar un sarán con huecos para evitar que los elementos pierdan agua una vez terminados de colar. El almacenamiento de los elementos no se observa planificado, ya que muchas veces hasta el traslado de vehículos impiden.

La supervisión es buena, ya que identifican los problemas que tienen los elementos finales con certeza. Sin embargo, al ser un proyecto de gran magnitud parece que algunas veces el personal es escaso, y les impide controlar

de todo lo que se realiza en la obra. Un ejemplo es que en planta se presentan planos distintos a los de los inspectores y supervisores, complicando la verificación del diseño. Además, se han visto un poco condescendientes con el contratista, aprobando reparaciones o planes que no estaban contemplados inicialmente por imprevistos presentados, pero no quiere decir que la funcionalidad del elemento se afectará. Sin embargo, si se nota que falta un poco de personal para representar autoridad, y no se observa que la supervisión realice anotaciones en bitácora o al menos no se mostraron.

Parámetros de aceptación del proyecto de Circunvalación Norte

Con lo que respecta a las tolerancias normadas, algunos parámetros no cumplieron con base a su rango. Sin embargo, los datos individuales que no cumplían, no eran tan representativos del total para que los demás datos no se validaran, pero en teoría las medidas individuales deberían de cumplir con lo tolerable.

En el cuadro 39 se evidencian ensayos de autocontrol para las vigas por parte del consorcio, y sus resultados representados en rango. De todos los datos a verificar los que no cumplieron fueron: el revenimiento del concreto, peso unitario y tensado de los torones. En el caso del revenimiento, la norma indica un máximo de 230 mm y el diseño de mezcla indicaba un valor de 200 mm con aditivo, pero se obtuvieron revenimientos mayores. Por lo consecuente para estos concretos no aplica la norma ASTM C143, sino que se debía de usar la ASTM C1611 en donde se mide el flujo de la mezcla y aplica para concretos fluidos con revenimientos mayores a 230 mm. El peso unitario no cumple, debido a que no se realiza el ensayo, simplemente porque para el consorcio lo importante es que la resistencia del concreto sea la adecuada, pero según el ACI 311 (ACI, 2007) indica que este ensayo es importante para determinar rendimiento, factores del cemento y contenido de aire, por lo que para el contratista como tal sería de importancia, ya que podría ahorrar costos al aumentar el rendimiento de la mezcla, y al verificar la correcta dosificación de materiales. Por último, el reporte de tensado no se comprende porque solo toma el tensado inicial, y

el final se indica que es el 50% pero no lo documentan, por lo consecuente al verificar con el 50% como indica el consorcio, se determina que aparecen valores que se salen (esfuerzos mayores que los de diseño) o no llegan al rango de tolerancia permitido (esfuerzos menores que los de diseño).

En el cuadro 40 al igual que las vigas, se muestran los resultados del autocontrol para los dinteles. Para este elemento no cumplen los mismos datos mencionados para la viga y otro que es la resistencia del mortero para reparaciones. En la resistencia del mortero se tiene que debe ser de 450 kg/cm², pero se logran datos muy por debajo de lo requerido. Por lo tanto, se determina que no cumple y se deberá de someter a estudio, en donde se evalúe como dosifican y cualidades de los materiales que usan para generar este mortero.

En el cuadro 41 se verifican las dimensiones de los elementos. En las medidas obtenidas se corrobora que las dimensiones cumplen de acuerdo a la tolerancia permitida. Dicho cumplimiento se debe a que el consorcio tiene moldes de acero, con las medidas adecuadas en donde es difícil que las dimensiones del elemento varíen. Lo anterior no quiere decir que los elementos se libran de variaciones geométricas, pero las variaciones que se presentaron fueron mínimas o no afectan estructuralmente.

Los elementos presentaron algunas veces grietas por distintos eventos que se manifestaron. Estas se clasificaron correctamente de acuerdo a sus dimensiones y se repararon de manera adecuada, según criterio del estructural. Esta verificación se observa en el cuadro 42, en donde grietas aceptables menores a 0,30 mm se sellan con epóxico, y las de mayores dimensiones se establecen protocolos de reparación pertinentes como lo recomiendan artículos de reparaciones del concreto por parte del ACI. Los tipos de reparaciones usados en planta, fueron realizado, básicamente, a través de la técnica de concreto lanzado, el cual consisten en identificar la zona afectada, hacer un corte mayor al área a reparar, proyectar el concreto y curar según normas ASTM de acuerdo al método a utilizar. Por lo consecuente no se evidencia algún problema en este tema, ya que se realizan las reparaciones pertinentes. Sin embargo, ante un buen control de calidad no es debido que se presenten grietas no aceptables. Muchas de estas grietas se pueden

deber a contracción del concreto cuando se da un exceso de temperatura en el mismo y se contrae, generando fisuras o grietas, pero ante concretos con este tipo de cualidades se contrarresta dicho fenómeno al usar hielo en la mezcla o colar ante condiciones climáticas frías, y, preferiblemente no al medio día como se hacía las plantas, se evidenció que lo hacían aun cuando las plantas no tenían techo.

En el cuadro 43, se evidencia la variación que presenta la dosificación de los materiales para generar el concreto. En este caso no fue posible de corroborar el cumplimiento de estos por medio de datos. Sin embargo, en las plantas se dan resistencias de los elementos por encima de lo estipulado para cada uno, esto se refleja en una disminución de la relación agua cemento donde claramente utilizan un aditivo para que les dé la trabajabilidad necesaria, todo lo anterior de acuerdo a lo comentado por un ingeniero inspector del proyecto. Entonces se podría decir que de acuerdo a lo tolerable no cumplen, ya que la dosificación del diseño de mezcla no se está siguiendo a como fue calculada, eso sí se obtienen unidades con capacidades estructurales mayores al tener resistencias a los 28 días por encima de lo necesitado.

Manual de “Lineamiento de inspección para elementos presforzados”

Ante los distintos problemas de control de calidad obtenidos en las plantas del consorcio, se generó el manual de: “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”, como se observa en la figura 38. Con el fin, que los ingenieros del CONAVI logren determinar la integridad estructural de un elemento de manera sencilla, y que sepan las tolerancias admisibles para distintos parámetros que son de importancia en la fabricación de unidades presforzadas.

Para una ordenada y regulada inspección, el profesional a cargo debe saber su papel, por lo tanto, en este documento se menciona de lo que se trata ser un inspector, las características, obligaciones y autoridad del mismo. No obstante, sería de gran ayuda definir no solo las responsabilidad o limitaciones del inspector, sino

contemplar las funciones que juega cada profesional involucrado, por ejemplo: el cliente, contratista, representante profesional del cliente e ingeniero estructural como lo usa el Manual de Inspección de la Construcción (Mahoney, 2008). Lo anterior debido a que, al definir el papel de cada una de las partes del contrato, ayudará a delimitar hasta donde llega la capacidad de tomar decisiones de cada quien, e identificar posibles incumplimientos de sus responsabilidades que podrían llevar a procedimientos legales, según Mahoney (2008).

Para determinar el cumplimiento de los materiales en términos de calidad es de suma importancia acatar las normas que regulan a cada uno de ellos, llámense materiales a: concreto, acero, aditivos, membranas de curado, y demás. Por lo que se exponen en el manual, las características básicas que se deben cumplir para cada uno, y, las certificaciones que debe de presentar el fabricante. Como se observa en el documento de Criterios Básicos de inspección estructural (Navarro,2014), se usa normativa para los materiales similar al manual de: “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”, ya que se basan en normas o especificaciones de la ASTM. Sin embargo, para este proyecto se debería considerar usar la normativa de la AASHTO, al ser un proyecto de infraestructura vial en donde las plantas de presforzados producen vigas y dinteles para el viaducto.

En lo que respecta a los ensayos de concreto fresco que realiza un inspector, en el manual realizado solo se presentan dos tablas una con tolerancias permisibles de cada uno de estos y otra con la frecuencia con las que se deben las pruebas. Sin embargo, el inspector debería saber cómo realizarlos, equipo necesario y en general conocer parámetros de importancia que indica la norma correspondiente. En el Manual para el control de calidad de plantas y producción de productos de concreto estructural presforzado (PCI, 1999), se indican ensayos en los cuales el inspector valora la aceptación del concreto para el colado, dicho ensayos son los de resistencia a compresión al concreto, revenimiento, contenido de aire y temperatura, además indica cuál norma es la adecuada a usar según características del material. Por lo tanto, mientras mayor sapiencia o experiencia posea el inspector en estos temas podrá tomar criterios acertados sin generar fallos por desconocimiento que generen una decisión inadecuada y sin fundamentos.

Se generaron dos cuadros en donde se evidencian los niveles de oxidación permisibles y no permisibles para el acero, tanto para el de refuerzo como el de presfuerzo. Lo anterior se contempló debido a que, en el proyecto de Circunvalación Norte, se observaron aceros con niveles de oxidación importantes, que generaban descamación al tacto y se apreciaron picaduras leves, además de estar expuestos al aire libre. Por lo consecuente, el ACI (2014) menciona que el acero de presfuerzo debe estar limpio antes de usarse y libre de escamas, picaduras y oxidó excesivo, por lo que solo se acepta una ligera oxidación, por ende este aspecto es de mucho cuidado e importancia, porque podría afectar el desempeño del elemento final provocando una adherencia deficiente del acero o en la disminución del presfuerzo efectivo. Por lo tanto, al tener el inspector una referencia fotográfica y descriptiva de los grados de oxidación identificables como dañinos en el manual realizado, podrá determinar que acero no debe ser usado para cuidar la integridad estructural del elemento, para no autorizar su uso.

En el documento se presentan tolerancias geométricas tabuladas en cuadros, con sus respectivos dibujos de cada elemento utilizado. Estos datos fueron obtenidos para que el profesional en la planta responsable de verificar dimensiones finales del producto, determine con certeza cuáles elementos cumplen con lo especificado, ya que estos cambios de dimensiones podrían catalogarse como estructuralmente importantes si se salen de la tolerancia. Además, el Manual para el control de calidad de plantas y producción de productos de concreto estructural presforzado (PCI, 1999) posee una sección que de igual forma se aprecian dibujos con sus tolerancias respectivas, y según PCI (1999) se requiere de un plan y patrón de medición para evitar la acumulación indebida de tolerancias involuntarias. Sin embargo, cabe resaltar que en las plantas del consorcio se poseen moldes muy regulados y más que verificados que tengan las dimensiones necesarias para que sus elementos finales cumplan con lo tolerable, pero estos cuadros resumen le quedarán al CONAVI para atestiguar que lo medido y documentado por el contratista, para que sea acorde a lo que se dicta en el manual que está respaldado de documentos que son especializados en la fabricación de estos. No obstante, se consideraron solo tolerancias de

ciertos tipos de elementos que se identificaron que serían de relevancia para el CONAVI, cuando se posean proyectos viales de esta índole, pero no cabe duda que se podría ampliar esta sección y consideran algunos tipos de más como lo hace PCI (1999).

De acuerdo con el documento Criterios Básicos de inspección estructural (Navarro,2014), se obtienen listas de verificación para el acero de refuerzo y concreto similares, como se observa la estructura en la figura 39. Donde se brindan parámetros para que el inspector tenga una guía y noción de los cuales comprobar. Sin embargo, el manual que se realizó se verifican parámetros por cada etapa del proceso (antes de colado, durante colado y después de colado), por el contrario, el documento de Navarro (2014) utiliza las listas de verificación por el tipo de material a usar (acero longitudinal, acero transversal y demás). Cabe destacar que para efectos del proyecto de Circunvalación Norte, en las plantas es efectivo revisar por etapas de fabricación para los inspectores, porque se genera un orden lógico que se acopla con el proceso que requiere el elemento para su fabricación. Por lo tanto, las listas de chequeo deben ser documentos que faciliten su uso al profesional y que estén referenciadas con las normas o fuentes respectivas, como se utilizó en ambos documentos, ya que ante cualquier duda el usuario consulte al medio correcto.

El equipo que se debe considerar para realizar un proceso de fabricación de elementos presforzados se menciona en el capítulo 3 del manual, pero de manera generalizada. Debido a que en las plantas del consorcio se cuentan con todos estos equipos, aunque no quiera decir que la cantidad utilizada sea la adecuada, porque se han dado problemas por falta de recursos. Sin embargo, se debería considerar mayor detalle de estos para que el inspector brinde un mejor criterio ante equipos inadecuados, ya sea de colocación de concreto, mezclado de concreto, tensado y otros pertinentes al proceso, como se incorporan en documento de Principios Prácticos para la Prefabricación y Aplicación de Presfuerzo en el Concreto (Méndez, 2015). Este documento de Méndez (2015), brinda equipo desde pruebas para el control de calidad en laboratorio, hasta equipo usual para izaje de elementos, que es de mucha ayuda para determinar cómo ejecutar la actividad.

Un aspecto de suma relevancia es poseer un adecuado registro de tensado a la hora de inspeccionar este tipo de estructuras como se

aprecia en la figura 41, ya que esta fuerza es la que le da la capacidad a flexión en gran parte al elemento. Por lo tanto, ante un registro de tensado incompleto y un poco deficiente para identificar si se aplicó la fuerza correcta, y se obtuvo la elongación tolerable en las plantas del consorcio, se propuso una estructura o informe de tensado, para que funcionarios del CONAVI verifiquen estos parámetros. Cabe destacar que para realizar el informe de tensado se basó en lo que contempla el ICCYC (2007) como significativo a documentar en este proceso.

Se realizó una orden de cambio como se aprecia en la figura 40. Esta le servirá al CONAVI para documentar los cambios que se les hacen a los planos de taller, y verificar que dichos cambios estén aprobados tanto por la supervisión como por el contratista. Con el fin, de respaldar que el cambio usado no afectará estructuralmente el desempeño de los elementos, que ante algún problema por este cambio culpar a los responsables librando al CONAVI de cualquier

responsabilidad para llevar un mejor control del proceso de fabricación de los elementos.

El manual de: “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”, cumple con información general que ha sido de importancia para la fabricación de elementos presforzados en el proyecto del Viaducto de Circunvalación Norte. Brinda muchas tolerancias y consejos de producción para orientar al inspector en su buen actuar para estandarizar dicha actividad. Además de ser un documento no tan extenso para que se capte el interés del lector y bien referenciado para que cualquier fuente usada sea ubicada con rapidez para un mayor detalle. Sin embargo, se es posible mejorarlo más al insertar más imágenes o diagramas que faciliten su uso.

Conclusiones

- La viga utilizada cumple con las dimensiones mínimas y con las condiciones gravitacionales, además se clasifica como una viga tipo V, según la AASHTO.
- Se determinó que la combinación de carga que rige para el diseño de los elementos es Resistencia I.
- Se realizó el diseño para vigas con un concreto que supera en 250 kg/cm^2 el propuesto en planos.
- Se verificó que los 33 torones de las vigas resisten satisfactoriamente las cargas últimas.
- Se verificó que el diseño estructural de la viga se encuentra optimizado, usando la menor cantidad posibles de materiales para cumplir estructuralmente.
- Se comprobó que el refuerzo a flexión de 12 torones a lo largo del dintel es el mismo mostrado en los planos de taller del contratista.
- El diseño original del dintel se pudo optimizar ante la verificación realizada, en los aspectos como cortante, acero de temperatura de la losa, espesor de la losa y acero pasivo a flexión.
- La configuración de acero y dimensiones de los elementos (vigas y dinteles) cumplen satisfactoriamente con el momento flector, cortante crítico, esfuerzos internos y deflexiones, tanto el diseño realizado propiamente como el del consorcio.
- Las mejoras propuestas (optimizaciones) a los diseños de los elementos en estudios no se aplicaron, pero lo utilizaron como evidencia la UNOPS y CONAVI para verificar que el diseño actual en planta cumple satisfactoriamente.
- Se determinó que las condiciones climatológicas fueron un factor relevante en la generación de problemas en las plantas como hormigueros, juntas frías y grietas.
- El proceso de vibrado y colado no fue adecuado debido a que no se estableció un tiempo uniforme, generando hormigueros y juntas frías.
- Los elementos son almacenados de manera no adecuada, en términos de seguridad y de contaminación al no ser apoyados adecuadamente las vigas y dinteles.
- La oxidación en el acero de presfuerzo generó machas y descamación, que es un problema grave que puede afectar al desempeño del acero de presfuerzo debido a una posible reducción de su área transversal.
- El control de la calidad del concreto fresco en las plantas cumple con la mayoría de los parámetros verificados, excepto por el revenimiento de la mezcla que usaba la norma ASTM C143 que no era la adecuada, y la inexistencia de la prueba del peso unitario.
- El reporte de tensado no se registra completo, por lo que no se puede considerar con exactitud que el acero de presfuerzo desarrolle el presfuerzo efectivo de diseño.
- El manual: "Lineamientos de inspección para elementos presforzados", incorpora temas de problemas evidenciados en las plantas de elementos prefabricados del consorcio, ajustándose a las necesidades de las plantas mencionadas.
- El manual realizado es aplicable para Costa Rica, debido a que se basa a normativa que rige a este país en temas constructivos.
- Los documentos anexados (listas de verificación, registro de tensado y orden de cambio) en el manual serán de ayuda, porque facilitarán la inspección y mejorarán el proceso.

- El manual debe de incluir funciones de cada persona involucrada en un proceso de inspección, como cliente, contratista, supervisor y demás, para definir el alcance de cada uno y ayudar a hacer la inspección más continua sin algún tipo de limitante que afecte a esta labor.
- El manual no indica procedimiento, equipo o consideraciones necesarias para poder elegir y usar un ensayo normado de manera adecuada para el concreto fresco.
- Se obtienen cuadros de importancia para definir los niveles de oxidación del acero de refuerzo y de presfuerzo, basándose en descripciones e imágenes que facilitan su identificación en campo.

Recomendaciones

- Tomar en cuenta las cargas naturales de viento y sismo, que resultan críticas a la hora de evaluarlas para el diseño estructural en condiciones dinámicas.
- Para los dinteles, considerar aplicar la teoría del puntal tensor de acuerdo a como lo estipula el ACI 318, ya que la discontinuidad geométrica podría provocar una distribución no lineal de la deformación unitaria, siendo útil aplicar un modelo tipo cercha para evaluar posibles secciones del elemento en compresión y tensión.
- Tener una supervisión constante para asegurar que lo diseñado se construya de manera adecuada y, para que no se generen errores que dañen el desempeño de la estructura.
- Realizar un diagrama de flujo para definir el proceso de producción de productos presforzados, y con sus debidas etapas del control de calidad.
- En planta se debe de velar por tener el equipo de seguridad personal y de las maquinarias, así como rótulos que indiquen la peligrosidad de las actividades o zonas.
- Contemplar normativa de ensayos por parte de la AASHTO en el proyecto de graduación, ya que el diagnóstico del control de calidad mayormente se hizo con normativa de ASTM.
- Las listas de verificación que contiene el manual realizado, deberán someterse a su validación antes de su uso.
- Promover por medio del Instituto Tecnológico de Costa Rica, candidatos próximos a graduarse a reforzar el manual de “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”, con el fin de ir actualizando el documento e incorporando cada vez más información de relevancia.

Apéndices

Apéndice 1. Memoria de cálculo de las vigas pretensadas

Apéndice 2. Dibujos de las secciones diseñadas para la viga.

Apéndice 3. Memoria de cálculo de los dinteles postensados.

Apéndice 4. Dibujos de las secciones diseñadas para el dintel.

Apéndice 5. Formato de la encuesta utilizada.

Apéndice 6. Manual “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”

Apéndice 1. Memoria de cálculo de las vigas pretensadas.

Dimensiones generales		
Longitud de tramo (m)	Ln	30,6
Ancho de calzada (mm)	wc	23400
Numero de vigas principales	Nb	8
Separación de vigas principales (mm)	S	3000
Longitud en voladizo (mm)	Lv	1000
Espesor de la losa interior (mm)	tsi	250
Espesor estructural de losa interior (mm)	tei	240
Espesor total de la losa en voladizo (mm)	tsv	250
Espesor de la superficie asfáltica de ruedo (mm)	tDW	50
Dimensiones pedestales de concreto (mm)		
bp	Ancho (mm)	520
tp	Espesor (mm)	160

Propiedades mecánicas de la Losa		
Resistencia a compresión final de la losa (kg/cm ²)	f'c losa	300
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Ecs	263272
Espesor de losa (cm)	tlosa	25
Ancho de losa tributaria (cm)	b	300

Resistencia a compresión y módulo de elasticidad de las vigas preesforzadas	
Al transferir cargas de preesfuerzo	
f'ci (kg/cm ²)	450
Eci (Mpa)	32300
A los 28 días	
f'c (kg/cm ²)	700
Ec (Mpa)	39407

Acero de refuerzo		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	fy	4200
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	Es	2100000

Acero de presfuerzo		
Presfuerzo que resiste el torón (ton)	Pj	21
Área del torón (cm ²)	Ap	1,4
Módulo de elasticidad del torón (kg/cm ²)	Ep	1937461
Presfuerzo inicial aplicado al torón (ton)	Pi	19
Humedad	%H	80%
Número de torones de diseño	T	33
Área total de los torones (cm ²)	Apt	46,2
Esfuerzo de presfuerzo (kg/cm ²)	fpj	13,5
Excentricidad del presfuerzo (cm)	ep	53,52
Dist fibra superior a centroide torones (cm)	cp	131,64

Sección transversal de la viga de concreto		
Tipo de viga		V
Área de la sección transversal (m ²)	Ac	0,5137
Peralte de la viga (m)	h	1,5
Ancho de ala superior (m)	btf	1,1
Espesores de ala superior (cm)	tff	8
	tff'	15,1
Ancho de ala inferior (cm)	bbf	80
Espesores de ala inferior (cm)	tbf	23,4
	tbf'	15,4
Espesor del alma (cm)	tw	18
Inercia centroidal de la viga (sección no compuesta) (m ⁴)	Ic	0,14051
Distancia superior a centroide (cm)	C1	78,3
Distancia inferior a centroide (cm)	C2	71,7
Módulo de sección respecto a la fibra extrema superior (sección no compuesta) (m ³)	Stop	0,17945

Sección transversal de la viga de concreto		
Módulo de sección respecto a la fibra extrema inferior (sección no compuesta) (m ³)	S _{bot}	0,19597
Peso de la viga (KN/m)	W _v	12,11
Radio de giro (cm ²)	r	2735

Propiedades de la sección compuesta		
nc	E _{cs} /E _c	0,65
Ancho efectivo losa (cm)	nc*bc	196,40
Centroide de sección compuesta dist de abajo (cm)	y _{cc}	112,5
Inercia de la sección compuesta (cm ⁴)	I _{cc}	33963872,4
Dist centroide superior (cm)	CC1	34,7
Dist centroide inferior (cm)	CC2	115
Dist centroide hasta parte superior losa (cm)	CC3	60
Módulo de sección con CC1 (cm ³)	S _{ctop1}	978785,9481
Módulo de sección con CC2 (cm ³)	S _{cbot2}	295338,0209
Módulo de sección con CC3 (cm ³)	S _{ctop3}	566064,54

Revisión de Espesores mínimos [AASHTO5.14.1.2.2]			
Ala superior (cm)	9	t _{tf} >5,1 cm	CUMPLE
Ala inferior (cm)	18	t _{bf} >12,7 cm	CUMPLE
Alma (cm)	18	t _w >12,7 cm	CUMPLE

Revisión de peralte mínimo [AASHTO 2.5.2.6.3]			
h _{mín} = 0,045*L (cm)	137,7		
h+te _i (cm)	390	h+te _i ≥h _{min}	CUMPLE

Ancho efectivo del ala [AASHTO 4.6.2.6.1]	
Vigas internas (m)= b _i = S	3
Vigas externas (m)= b _e = S/2+l _v	2,50

Factores de resistencia [AASHTO 5.5.4.2]			
Flexión y tensión		Φ_f	1
Cortante y torsión		Φ_v	0,9
Compresión en área de anclaje		Φ_c	0,8

Modificadores de carga [AASHTO 1.3.2.1]	
nd	1
nR	1
nl	1

Cálculo de efectos debido a la carga viva [AASHTO 3.6.1.1.1]		
Número de carriles de diseño	NL	4
Factores de distribución de momento [AASHTO 4.6.2.2]		
Sección transversal constante		CUMPLE
El puente no evidencia curvatura en planta		CUMPLE
$1100\text{mm} < S < 4900\text{mm}$	$S=3120\text{ mm}$	CUMPLE
$110\text{mm} < t_{si} < 300\text{mm}$	$t_{si}=250\text{ mm}$	CUMPLE
$6\text{m} < L < 73\text{m}$	$L=27,88\text{ m}$	CUMPLE
$N_b \geq 4$	$N_b=8$	CUMPLE

Parámetro de rigidez longitudinal			
Dist centroide losa y de la viga=Excentricidad de la viga (mm)	$eg = (t_{si}/2) + y_t$	817	
Razón modular entre material de losa y vigas	$nc = (E_{cs}/E_{cv})^{1/2}$	0,80	
Parámetro de rigidez longitudinal (mm ⁴)	$K_g = nc * (I_v + eg^2 * A_v)$	3,88E+11	CUMPLE

Factor de distribución de momento para las vigas interiores [AASHTO 4.6.2.2.2b]		
Un carril de diseño cargado	$mg_{msi} = 0,06 + (S/4,3\text{m})^{0,4} * (S/L)^{0,3} * (K_g / (12 * L * t_{si}^3))^{0,1}$	0,390
Dos o más carriles de diseño cargados	$mg_{mmi} = 0,075 + (S/2,9\text{m})^{0,6} * (S/L)^{0,2} * (K_g / (12 * L * t_{si}^3))^{0,1}$	0,565

Factor de distribución de momento para las vigas interiores [AASHTO 4.6.2.2.2b]		
Factor de distribución para vigas interiores	mgmi	0,565

Factor de distribución de momento para las vigas exteriores [AASHTO 4.6.2.2.2b]		
Un carril de diseño cargado	$mgmse = 1,2 \cdot (S + lv - wb - 1500\text{mm}) / S$	0,800
Dos o más carriles de diseño cargados	$mgmme = em \cdot mgmse$	0,800
Factor de distribución para vigas exteriores		0,800

Factores de distribución de cortante para vigas internas [AASHTO 4.6.2.2.2a]		
Un carril de diseño cargado	$mgvsi = 0,36 + S / 7,6\text{m}$	0,755
Dos o más carriles de diseño cargados	$mgvmi = 0,2 + s / 3,6\text{m} - (S / 10,7)^2$	0,955
Factor de distribución para vigas internas	mgvi	0,955

Factores de distribución de cortante para vigas externas [AASHTO 4.6.2.2.2b]		
Un carril de diseño cargado	$mgvse = 1,2 \cdot (S + lv - wb - 1500\text{mm}) / S$	0,800
Dos o más carriles de diseño cargados	$mgvme = ev \cdot mgvse$	0,800
Factor de distribución para vigas externas		0,800

Cargas para vigas interiores		
PPlosa int+peso propio losa vigas internas (kg/m)	$625 \cdot 3,0 + 0,5137 \cdot 2400$	3107,88
CM = cargas muertas distribuidas (kg/m)	$3 \cdot (130)$	390
Sobrecargas carril (kg/m)	954,9	954,9

Cargas para vigas interiores		
Sobrecarga puntual camión de diseño (kg/m)	14785,9	-
Sobrecarga puntual tandem de diseño (kg/m)	11340	-

Cargas para vigas exteriores		
PPlosa ext+ peso propio losa vigas externas (kg/m)	625*3+0,5137*2400	3107,88
CM = cargas muertas distribuidas (kg/m)	3*(130)+800	1190
Sobrecargas carril (kg/m)	954,9	954,9
Sobrecarga puntual camión de diseño (kg/m)	14785,9	-
Sobrecarga puntual tandem de diseño (kg/m)	11340	-

Obtención de los cortantes de las vigas interiores (kg)						
Carga	0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
Pplosa+Ppviga	45397,66	36318,13	27238,59	18159,06	9079,53	890,15
CM adicional	5696,84	4557,47	3418,10	2278,73	1139,37	111,70
Sobrecargas carril	13948,49	11158,79	8369,09	5579,39	2789,70	273,50
Sobrecarga camión de diseño	37538,19	33308,34	29078,48	24848,63	20618,77	16893,18
Sobrecarga tandem de diseño	13921,73	11897,01	11088,53	9667,17	8245,82	6824,46

Estado Límite	0 m	2,8 m	5,6 m	8,4 m	11,2 m	15 m
Resistencia I	155394,02	130051,34	104708,65	79365,97	54023,29	31321,93
Resistencia II	134799,35	112264,49	89729,62	67194,76	44659,90	24455,26
Resistencia IV	65292,33	52233,86	39175,40	26116,93	13058,47	1280,24
Servicio II	118027,18	98682,86	79338,54	59994,23	40649,91	23318,54

Obtención de los momentos de las vigas interiores (kg-m)						
Carga	0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
Pplosa+Ppviga	0,00	73983,95	131527,03	172629,22	197290,54	205431,97
CM adicional	0,00	9284,06	16504,99	21662,80	24757,49	25779,14
Sobrecargas carril	0,00	20800,21	40411,84	53040,54	60617,76	63119,23
Sobrecarga camión de diseño	0,00	60313,50	105308,48	134984,92	149342,83	149300,98
Sobrecarga tandem de diseño	0,00	18031,62	29380,59	37388,24	42054,57	43437,19

Estado Límite	0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
Resistencia I	0,00	248355,03	444176,83	577325,29	651180,45	667194,03
Resistencia II	0,00	215909,55	385888,70	502115,11	567196,21	582225,95
Resistencia IV	0,00	106406,03	189166,28	248280,74	283749,41	295458,67
Servicio II	0,00	188715,84	337468,43	438725,13	494996,80	507357,37

Obtención de los cortantes de las vigas exteriores (kg)						
Carga	0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
Pplosa+Ppviga	38040,45	30432,36	22824,27	15216,18	7608,09	745,89
CM adicional	14565,60	11652,48	8739,36	5826,24	2913,12	285,60
Sobrecargas carril	11687,98	9350,38	7012,79	4675,19	2337,60	229,18
Sobrecarga camión de diseño	31454,70	27910,34	24365,98	20821,63	17277,27	14155,45
Sobrecarga tandem de diseño	15173,14	13623,19	12073,25	10523,30	8973,36	7423,42

Estado Límite	0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
Resistencia I	144898,65	120725,44	96552,23	72379,01	48205,80	26533,86
Resistencia II	127641,58	105821,15	84000,72	62180,29	40359,86	20780,01
Resistencia IV	69398,96	55519,17	41639,38	27759,59	13879,79	1360,76
Servicio II	108691,53	90523,78	72356,03	54188,28	36020,53	19731,50

Obtención de los momentos de las vigas exteriores (kg-m)						
Carga	0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
Pplosa+Ppviga	0,00	104763,40	186246,05	244447,94	279369,07	290897,57
CM adicional	0,00	40113,66	71313,18	93598,55	106969,77	111384,00
Sobrecargas carril	0,00	32188,69	57224,33	75106,93	85836,50	89378,64
Sobrecarga camión de diseño	0,00	85405,65	149119,83	191142,52	211473,74	211414,47
Sobrecarga tandem de diseño	0,00	56369,02	91936,15	116979,98	131582,09	135742,46

Estado Límite	0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
Resistencia I	0,00	396914,84	700879,60	911894,29	1029958,90	1057085,91
Resistencia II	0,00	349877,10	618341,94	805394,51	911034,80	936768,66
Resistencia IV	0,00	191124,75	339777,33	445957,74	509665,99	530697,96
Servicio II	0,00	297749,71	525806,63	684170,78	772842,14	793312,62

Pérdidas del presfuerzo

Δf_{pa} (pérdida por deslizamiento de los anclajes)	
$\Delta l_{mín}$ (m)	0,0035
l cable (m)	30,8
Δf_{pa} (kg) = $\Delta l/l * E_p$	220,2
%pérdida	1,63%

Δf_{pEs} (pérdida por acortamiento elástico)	
$n_p = E_p/E_c$	4,82
Moc (kg-m)	11548633,45
f_{cs} (kg/cm ²) = $(-P_i/A_c) * (1 + e^2/r) + (Moc * e)/I_c$	-121,14
Δf_{pEs} (kg/cm ²) = $n_p * f_{cs}$	583,63
%pérdida	4,32%

Δf_{pCR} (pérdida por flujo plástico)	
Cusdt	2,65
Carga 28 días del f'c	0,83
Humedad al 80%	0,73
Cu	1,61
Ct 1 año= $((365^{0,6})/(10+(365)^{0,6})) * Cu$	1,24
Ct 5 años= $0,9 * Cu$	1,45
fcs (kg/cm ²)= $((-0,9 * \pi) / A_c) * (1 + e^{2/r}) + (Moc * e) / l_c$	109,03
Δf_{pCR} (kg/cm ²) 1 año = $Ct * n_p * fcs$	653,72
Δf_{pCR} (kg/cm ²) 5 años = $Ct * n_p * fcs$	759,05
%pérdida 1 año	4,8%
%pérdida 5 años	5,6%

Δf_{psh} (pérdida por contracción del concreto)	
ϵ_{sh} a los 28 días = $t / (35 + t) * \epsilon_{shu}$	0,00021
ϵ_{sh} al año= $0,91 * \epsilon_{shu}$	0,000437
ϵ_{sh} a los 5 días= $1 * \epsilon_{shu}$	0,00048
Humedad relativa	0,6
ϵ_{shu} (mm/mm)= $800 * 10^{-6} * \text{humedad relativa}$	0,00048
Δf_{psh} (kg/cm ²) 1 año = ϵ_{sh} 1 año * E_p	846,28
Δf_{psh} (kg/cm ²) 5 años = ϵ_{sh} 5 años * E_p	929,98
%pérdida 1 año	6,27%
%pérdida 5 años	6,89%

Δf_r (pérdida por relajación del acero)	
$0,9 * f_{pi}$ (kg/cm ²)	12150
f_{py} (kg/cm ²)	17070
Horas al año	8760
Horas a los 5 años	43800
Δf_r al año (kg/cm ²)= $f_{pi} * \log(t) / 45 * (f_{pi} / f_{py} - 0,55)$	284,88
Δf_r a los 5 años (kg/cm ²)= $f_{pi} * \log(t) / 45 * (f_{pi} / f_{py} - 0,55)$	335,39
Pérdidas totales	
%pérdida 1 año	2,11%
%pérdida 5 años	2,48%
P_e (kg/cm ²)= $f_{pi} - \Delta f_{pa} - \Delta f_{pEs} - \Delta f_{pCR} - \Delta f_{psh} - \Delta f_r$	10671,78
Pérdidas a 5 años (rige)	20,95%
Pérdidas al año	19,18%

Cálculo de esfuerzos en la sección transversal de la viga en distintas longitudes

En x= 0 m					
Carga	M (t-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga	0	Simple	0	0	0
Pp losa	0	Simple	0	0	0
CM adicionales	0	Compuesta	0	0	0
Sobrecarga Carril	0	Compuesta	0	0	0
Sobrecarga Camión	0	Compuesta	0	0	0
Total				0	0

En x= 3,06 m					
Carga	M (t-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga	41,59	Simple	3,06	-23,18	21,22
Pp losa	63,17	Simple	3,06	-35,20	32,24
CM adicionales	40,11	Compuesta	3,06	-4,10	13,58
Sobrecarga Carril	32,19	Compuesta	3,06	-3,29	10,90
Sobrecarga Camión	85,41	Compuesta	3,06	-8,73	28,92
Total				-74,49	106,86

En x= 6,12 m					
Carga	M (t-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga	73,94	Simple	6,12	-41,20	37,73
Pp losa	112,31	Simple	6,12	-62,58	57,31
CM adicionales	71,31	Compuesta	6,12	-7,29	24,15
Sobrecarga Carril	57,22	Compuesta	6,12	-5,85	19,38
Sobrecarga Camión	149,12	Compuesta	6,12	-15,24	50,49
Total				-132,15	189,05

En x= 9,18 m					
Carga	M (t-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga	97,05	Simple	9,18	-54,08	49,52
Pp losa	147,40	Simple	9,18	-82,14	75,22
CM adicionales	93,60	Compuesta	9,18	-9,56	31,69
Sobrecarga Carril	75,11	Compuesta	9,18	-7,67	25,43
Sobrecarga Camión	191,14	Compuesta	9,18	-19,53	64,72
Total				-172,98	246,58

En x= 12,24 m					
Carga	M (t-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga	110,91	Simple	12,24	-61,80	56,60
Pp losa	168,46	Simple	12,24	-93,88	85,96
CM adicionales	106,97	Compuesta	12,24	-10,93	36,22
Sobrecarga Carril	85,84	Compuesta	12,24	-8,77	29,06
Sobrecarga Camión	211,47	Compuesta	12,24	-21,61	71,60
Total				-196,98	279,44

En x= 15 m					
Carga	M (t-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga	115,49	Simple	15,00	-64,36	58,93
Pp losa	175,41	Simple	15,00	-97,75	89,51
CM adicionales	111,38	Compuesta	15,00	-11,38	37,71
Sobrecarga Carril	89,38	Compuesta	15,00	-9,13	30,26
Sobrecarga Camión	211,41	Compuesta	15,00	-21,60	71,58
Total				-204,22	288,00

Presfuerzo efectivo y número de torones en diferentes longitudes de la viga

En x=0 m						
$f_{adm} = 2 \cdot \text{raiz}(f'c)$ (kg/cm ²)	$f_{pbot} = f_{pbot} - f_{adm}$ (kg/cm ²)	$P_e = (A_c \cdot f_{pbot}) / (1 + (e \cdot C^2) / r^2)$ (kg)	$P_i = P_e / \% \text{loss}$ (kg)	$F_{pi} \text{ max} = 0,74 f_{pu}$ (kg/cm ²)	$F_{pi} = A_p \cdot F_{pi}$ (kg)	Num. Torones
52,92	-52,92	-113124,10	-141405,13	13986,00	19580,40	-7

En x=3,06 m						
$f_{adm} = 2 \cdot \text{raiz}(f'c)$ (kg/cm ²)	$f_{pbot} = f_{pbot} - f_{adm}$ (kg/cm ²)	$P_e = (A_c \cdot f_{pbot}) / (1 + (e \cdot C^2) / r^2)$ (kg)	$P_i = P_e / \% \text{loss}$ (kg)	$F_{pi} \text{ max} = 0,74 f_{pu}$ (kg/cm ²)	$F_{pi} = A_p \cdot F_{pi}$ (kg)	Num. Torones
52,92	53,94	115322,20	144152,75	13986,00	19580,40	7

En x=6,12 m						
$f_{adm} = 2 \cdot \text{raiz}(f'c)$ (kg/cm ²)	$f_{pbot} = f_{pbot} - f_{adm}$ (kg/cm ²)	$P_e = (A_c \cdot f_{pbot}) / (1 + (e \cdot C^2) / r^2)$ (kg)	$P_i = P_e / \% \text{loss}$ (kg)	$F_{pi} \text{ max} = 0,74 f_{pu}$ (kg/cm ²)	$F_{pi} = A_p \cdot F_{pi}$ (kg)	Num. Torones
52,92	136,14	291039,22	363799,03	13986,00	19580,40	19

En x=9,18 m						
$f_{adm} = 2 \cdot \text{raiz}(f'c)$ (kg/cm ²)	$f_{pbot} = f_{pbot} - f_{adm}$ (kg/cm ²)	$P_e = (A_c \cdot f_{pbot}) / (1 + (e \cdot C^2) / r^2)$ (kg)	$P_i = P_e / \% \text{loss}$ (kg)	$F_{pi} \text{ max} = 0,74 f_{pu}$ (kg/cm ²)	$F_{pi} = A_p \cdot F_{pi}$ (kg)	Num. Torones
52,92	193,67	414026,95	517533,69	13986,00	19580,40	26

En x=12,24 m						
$f_{adm} = 2 \cdot \text{raiz}(f'c)$ (kg/cm ²)	$f_{pbot} = f_{pbot} - f_{adm}$ (kg/cm ²)	$P_e = (A_c \cdot f_{pbot}) / (1 + (e \cdot C^2) / r^2)$ (kg)	$P_i = P_e / \% \text{loss}$ (kg)	$F_{pi} \text{ max} = 0,74 f_{pu}$ (kg/cm ²)	$F_{pi} = A_p \cdot F_{pi}$ (kg)	Num. Torones
52,92	226,53	484285,40	605356,75	13986,00	19580,40	31

En x=15 m						
$f_{adm} = 2 \cdot \text{raiz}(f'c)$ (kg/cm ²)	$f_{pbot} = f_{pbot} - f_{adm}$ (kg/cm ²)	$P_e = (A_c \cdot f_{pbot}) / (1 + (e \cdot C^2) / r^2)$ (kg)	$P_i = P_e / \% \text{loss}$ (kg)	$F_{pi} \text{ max} = 0,74 f_{pu}$ (kg/cm ²)	$F_{pi} = A_p \cdot F_{pi}$ (kg)	Num. Torones
52,92	235,09	502578,36	628222,95	13986,00	19580,40	32

Tabla resumen de esfuerzos

Carga (kg/cm ²)	Fibra	Número de torones					
		14	14	33	33	33	33
		0 m	3,06 m	6,12 m	9,18 m	12,24 m	15 m
PP viga	Superior	0	-23,18	-41,20	-54,08	-61,80	-64,36
	Inferior	0	21,22	37,73	49,52	56,60	58,93
PP losa	Superior	0	-35,20	-62,58	-82,14	-93,88	-97,75
	Inferior	0	32,24	57,31	75,22	85,96	89,51
CM adicional	Superior	0	-4,10	-7,29	-9,56	-10,93	-11,38
	Inferior	0	13,58	24,15	31,69	36,22	37,71
Sobrecarga Carril	Superior	0	-3,29	-5,85	-7,67	-8,77	-9,13
	Inferior	0	10,90	19,38	25,43	29,06	30,26
Sobrecarga camión	Superior	0	-8,73	-15,24	-19,53	-21,61	-21,60
	Inferior	0	28,92	50,49	64,72	71,60	71,58
Pretensado inicial	Superior	28,39	28,39	66,92	66,92	66,92	66,92
	Inferior	-128,23	-128,23	-302,25	-302,25	-302,25	-302,25
Pérdida pretensado	Superior	5,68	5,68	13,38	13,38	13,38	13,38
	Inferior	-25,65	-25,65	-60,45	-60,45	-60,45	-60,45
Pretensado efectivo	Superior	22,71	22,71	53,54	53,54	53,54	53,54
	Inferior	-102,58	-102,58	-241,80	-241,80	-241,80	-241,80

Verificación de esfuerzos en distintas etapas de carga (ASD)

Esfuerzos admisibles del concreto		
Con resistencia del concreto en el tensado		
fcadm (kg/cm ²)	0,7* <i>f</i> _{ci}	-315,00
ftadm (kg/cm ²)	1,6*raiz(<i>f</i> _{ci})	33,94
Con resistencia del concreto los 28 días (ACI 18.4.2)		
ftadm (kg/cm ²)	0,45* <i>f</i> _c	-315,00
ftadm (kg/cm ²)	0,6* <i>f</i> _c	-420,00

Caso 1. Presfuerzo inicial+PP viga							
Sección	Longitud (m)						¿CUMPLE?
	0	3,06	6,12	9,18	12,24	15	
Superior	28,39	5,21	25,72	12,84	5,12	2,56	SI
Inferior	-128,23	-107,00	-264,51	-252,72	-245,65	-243,31	SI

Caso 2. Presfuerzo inicial+Ppviga+PP losa							
Sección	Longitud (m)						¿CUMPLE?
	0	3,06	6,12	9,18	12,24	15	
Superior	28,39	-29,99	-36,87	-69,30	-88,76	-95,18	SI
Inferior	-128,23	-74,77	-207,21	-177,51	-159,69	-153,80	SI

Caso 3. Presfuerzo efectivo+Ppviga+Pplosa							
Sección	Longitud (m)						¿CUMPLE?
	0	3,06	6,12	9,18	12,24	15	
Superior	22,71	-35,67	-50,25	-82,68	-102,14	-108,57	SI
Inferior	-102,58	-49,12	-146,76	-117,06	-99,24	-93,36	SI

Caso 4. Todas las cargas permanentes+Presfuerzo efectivo							
Sección	Longitud (m)						¿CUMPLE?
	0	3,06	6,12	9,18	12,24	15	
Superior	22,71	-39,77	-57,54	-92,25	-113,07	-119,95	SI
Inferior	-102,58	-35,54	-122,61	-85,37	-63,02	-55,64	SI

Caso 5. Presfuerzo efectivo+carga de servicio							
Sección	Longitud (m)						¿CUMPLE?
	0	3,06	6,12	9,18	12,24	15	
Superior	22,71	-51,78	-78,62	-119,45	-143,45	-150,68	SI
Inferior	-102,58	4,28	-52,74	4,78	37,65	46,21	SI

Capacidad a flexión del elemento por LRFD

Datos generales para calcular flexión	
Total, de torones	33
Pe (kg)	15664
Usando un bloque de compresión "C" (cm)	31

Componentes de deformación					
Capa	Excentricidad= e (cm)	$\epsilon_{pi} = (P_e)/(A_c \cdot E_c) \cdot (1 + (e_p \cdot e_i)/r)$	$\epsilon_1 = (P_e)/(A_p \cdot E_p)$	d (cm)	$\epsilon_3 = (0,003/C) \cdot (d - C)$
P1	63,2	0,00060	0,00577	144	0,010935484
P2	58,2	0,00058		139	0,010451613
P3	53,2	0,00055		123	0,008903226
P4	70,8	0,00065		8	-0,002225806
As	-	-	-	73	0,004064516
Promedio "ep" (cm)	61,35				

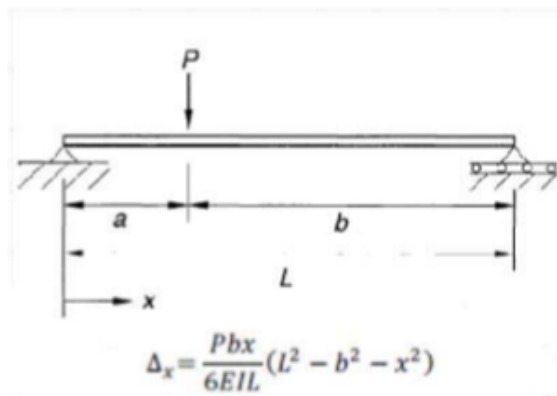
Aporte de cada capa de acero a la resistencia a flexión					
Capa	$\epsilon_{ptotal} = \epsilon_{pi} + \epsilon_1 + \epsilon_3$	$f_{si} = 70 \cdot (270 - 0,04/(\epsilon_p - 0,007))$ (kg/cm ²)	Número de torones (transversal)	Asi (cm ²)	Fti (kg) = T
P1	0,01732	18628,56072	12	16,8	312959,8201
P2	0,01680	18614,38626	12	16,8	312721,6892
P3	0,01523	18559,65729	7	9,8	181884,6414
P4	0,00420	19898,83907	2	2,8	55716,74938
As	0,004064516	4200	8 #2 y 17 #3	16,0	67158
Total					930440,9001

Momento nominal de la viga a flexión			
$C = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot c \cdot \beta$ (kg)	1097477,5	CUMPLE	T≈C
c (cm)	31	CUMPLE	
a (cm)	26,35	CUMPLE	
$\phi \cdot M_n$ (kg·cm) = $0,9 \cdot (0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \cdot (c_p - a/2) + \sum a_{si} \cdot f_{si} \cdot (d_i - c_p))$	111405089,1	1114	ton

Tabla resumen de momentos nominales en la longitud de la viga						
Parámetro	Número de torones					
	14	14	33	33	33	33
x(m)	0	3,06	6,12	9,18	12,24	15
Mu (ton·m)	0,00	396,91	700,88	911,89	1029,96	1057,09
$\phi \cdot M_n$ (ton·m)	474,00	474,00	1087,00	1087,00	1087,00	1114,05
¿Cumple?	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

M omentos de agrietamientos						
x(m)	0	3,06	6,12	9,18	12,24	15
$\phi * M_n$ (ton*m)	474,00	474,00	1087,00	1087,00	1087,00	1114,05
1,2*M _{cr} (ton*m)	360	434,97	664,68	797,16	838,38	850,89
¿Cumple?	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Revisión de deflexiones



Deflexión permitida	
$\delta_{adm} = L/800$ (mm)	38,50

Deflexiones generadas		
$\delta P1 = (Pbx/6EIL) * (L^2 - b^2 - x^2)$	2,44	CUMPLE
$\delta P2 = (Pbx/6EIL) * (L^2 - b^2 - x^2)$	2,88	CUMPLE
$\delta P3 = (Pbx/6EIL) * (L^2 - b^2 - x^2)$	0,59	CUMPLE
δ camión (mm)	5,92	CUMPLE
$\delta_{m\acute{a}x} = 1,33 * \delta$ camión (mm)	7,87	CUMPLE

Cálculo a cortante de la viga

Resistencia de la viga a cortante						
X (m)	1,27	3,06	6,12	9,18	12,24	15
V _u (ton)	156,7	130,1	104,7	79,4	54,0	31,3
M _u (ton*cm)	18279,1	24835,5	44417,7	57732,6	65118,0	66719,4
d _p (cm)	96,48	96,48	96,48	96,48	96,48	96,48

Resistencia de la viga a cortante						
Vc (ton)	77,7	50,3	26,7	18,6	14,2	11,2
Vc mín (ton)	24,4	24,4	24,3	24,4	24,4	24,4
Vc máx (ton)	61,1	61,1	61,1	61,1	61,1	61,1
ϕVc (ton)	45,8	45,8	20,0	18,3	18,3	18,3
Vsreq (ton)	110,8	84,2	84,7	61,1	35,8	13,1
fy (kg/cm ²)	4200	4200	4200	4200	4200	4200
#varilla	5	5	5	4	4	4
Vs máx (ton)	97,9	97,9	97,8	97,9	97,9	97,9
ϕVs (ton)	120,3	120,3	120,3	77,0	51,3	51,3
S (cm)	10,00	10,00	10,00	10,00	15,00	15,00
Smáx (cm)	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00
Vn (ton)	166,1	166,2	140,3	95,3	69,6	69,6
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Fórmulas usadas para cálculo a cortante
$Vc = (0,16 \cdot \lambda \cdot \text{raiz}(f_c) + 49 \cdot (V_u \cdot d_p) / \mu) \cdot b_w \cdot d_p$
$Vc \geq 0,53 \cdot \lambda \cdot \text{raiz}(f_c) \cdot b_w \cdot d_p$
$Vc \leq 1,33 \cdot \lambda \cdot \text{raiz}(f_c) \cdot b_w \cdot d_p$
$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / S$
$V_s \leq 2,13 \cdot \text{raiz}(f_c) \cdot b_w \cdot d_p$
$S_{máx} = 0,75 \cdot h$

Longitudes de desarrollo y diámetros de doblado para varillas de refuerzo

Datos	
Número de varilla	2
f'c (kg/cm ²)	450
fy (kg/cm ²)	4200
db (cm)	0,635
∅ mín (cm)	3,81
Radio (cm)	1,905

Longitudes de desarrollo para varilla #2					
Longitud de desarrollo de anclaje (cm)			Lexterno (cm)	Lag a usar (cm)	Longitud de traslape(cm)
a (15)	b (8*db)	c (fy*db/16*(f'c) ^{1/2})	12*db		3,5*lag a usar
15,00	5,08	7,86	7,62	15,00	53

Datos	
Número de varilla	3
f'c (kg/cm ²)	450
fy (kg/cm ²)	4200
db (cm)	0,9525
∅ mín (cm)	5,715
Radio (cm)	2,8575

Longitudes de desarrollo para varilla #3					
Longitud de desarrollo de anclaje (cm)			Lexterno (cm)	Lag a usar (cm)	Longitud de traslape(cm)
a (15)	b (8*db)	c (fy*db/16*(f'c) ^{1/2})	12*db		3,5*lag a usar
15,00	7,62	11,79	11,43	15,00	53

Datos	
Número de varilla	4
f _c (kg/cm ²)	450
f _y (kg/cm ²)	4200
db (cm)	1,27
∅ mín (cm)	7,62
Radio (cm)	3,81

Longitudes de desarrollo para varilla #4					
Longitud de desarrollo de anclaje (cm)			Lexterno (cm)	Lag a usar (cm)	Longitud de traslape(cm)
a (15)	b (8*db)	c (f _y *db/16*(f _c) ^{1/2})	12*db		3,5*lag a usar
15,00	10,16	15,72	15,24	15,72	56

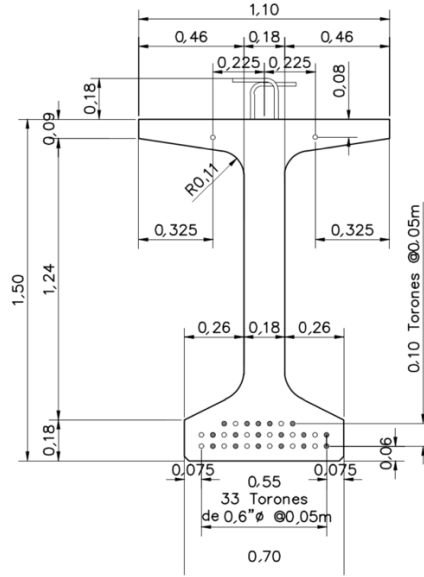
Datos	
Número de varilla	5
f _c (kg/cm ²)	450
f _y (kg/cm ²)	4200
db (cm)	1,5875
∅ mín (cm)	9,525
Radio (cm)	4,7625

Longitudes de desarrollo para varilla #5					
Longitud de desarrollo de anclaje (cm)			Lexterno (cm)	Lag a usar (cm)	Longitud de traslape(cm)
a (15)	b (8*db)	c (f _y *db/16*(f _c) ^{1/2})	12*db		3,5*lag a usar
15,00	12,70	19,64	19,05	19,64	69

Diámetros de doblado	
Diámetro de doblado varilla #5 (cm)	10
Diámetro de doblado varilla #4 (cm)	8
Diámetro de doblado varilla #3 (cm)	6
Diámetro de doblado varilla #2 (cm)	4

Apéndice 2. Dibujos de las secciones diseñadas para las vigas

Se presentan a continuación la sección diseñada con su respectivo acero de refuerzo y de presfuerzo, así como acero complementario usado como un detalle constructivo. Dichas dimensiones vienen en metros, o de no ser ahí en la figura se indica.



14 ● Torones Entubados en 3.06m

Apéndice 2.1. Sección transversal exterior en el extremo.

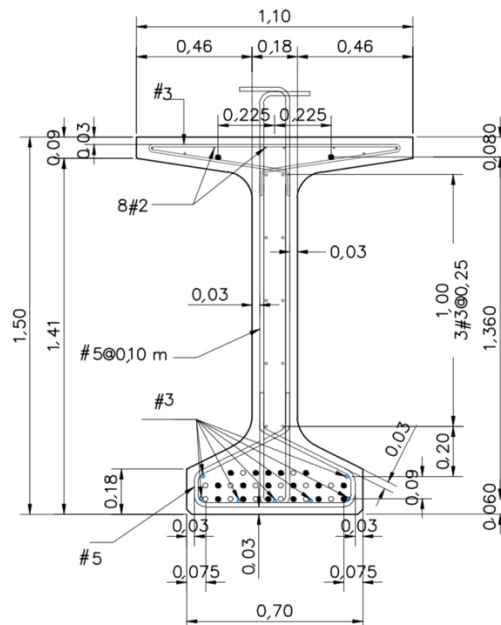
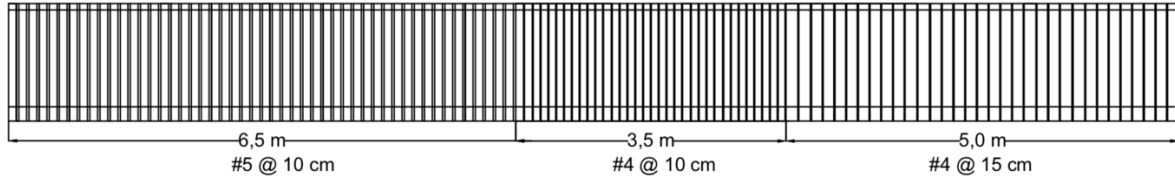
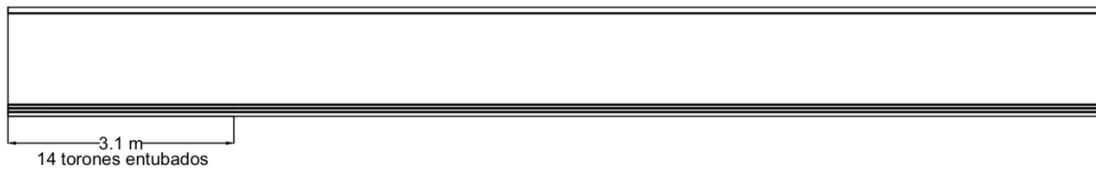


Figura 2.2. Sección transversal con acero de refuerzo y presfuerzo.

En los apéndices 2.3 y 2.4, se muestra la distribución longitudinal de los aros por cortante y del acero de presfuerzo con sus ductos PVC necesarios. Además, se presenta solo la mitad de la viga en las siguientes imágenes, ya que posee simetría en cargas, dimensiones y propiedades mecánicas para ambos lados. Por lo tanto, el diseño se duplica y funciona de manera correcta por la semejanza descrita con anterioridad, se debe mencionar que el sector izquierdo con más refuerzo de cortante es donde se apoyará la viga.



Apéndice 2.3. Distribución de aros de cortante para media viga.



Ápedice 2.4. Longitud y cantidad de torones entubados para media viga.

Apéndice 3. Memoria de cálculo de los dinteles postensados.

Dimensiones Viga dintel		
Ancho (m)	B	0,400
Alto(m)	H	variable
Longitud (m)	L	5,375
Propiedades mecánicas vigas dintel		
Resistencia del concreto (kg/cm ²)	f _c	350
Elasticidad del concreto (kg/cm ²)	E _c	284000

Acero de refuerzo		
Varilla #3		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	f _y	2800
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	E _s	2100000
Demás varillas		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	f _y	4200
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	E _s	2100000

Acero de Presfuerzo		
Resistencia a la tensión del acero (kg/cm ²)	f _{pu}	19000
Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm ²)	f _{py}	17100
Módulo de elasticidad del acero (kg/cm ²)	E _p	1937461
Área del cable de pretensión (cm ²)	A _p	1,4

Factor de distribución de momento para las vigas interiores [AASHTO 4.6.2.2.2b]		
Un carril de diseño cargado	$mgmsi = 0,06 + (S/4,3m)^{0,4} * (S/L)^{0,3} * (Kg / (12 * L * tsi^3))^{0,1}$	0,390
Dos o más carriles de diseño cargados	$mgmmi = 0,075 + (S/2,9m)^{0,6} * (S/L)^{0,2} * (Kg / (12 * L * tsi^3))^{0,1}$	0,565
Factor de distribución para vigas interiores	mgmi	0,565

Factor de distribución de momento para las vigas exteriores [AASHTO 4.6.2.2.b]		
Un carril de diseño cargado	$mgm_{se} = 1,2 \cdot (S + l_v - w_b - 1500\text{mm}) / S$	0,800
Dos o más carriles de diseño cargados	$mgm_{me} = e_m \cdot mgm_{se}$	0,800
Factor de distribución para vigas exteriores		0,800

Factores de distribución de cortante para vigas internas [AASHTO 4.6.2.2.a]		
Un carril de diseño cargado	$mgv_{si} = 0,36 + S / 7,6\text{m}$	0,755
Dos o más carriles de diseño cargados	$mgv_{mi} = 0,2 + s / 3,6\text{m} - (S / 10,7)^2$	0,955
Factor de distribución para vigas internas	mgv_i	0,955

Factores de distribución de cortante para vigas externas [AASHTO 4.6.2.2.b]		
Un carril de diseño cargado	$mgv_{se} = 1,2 \cdot (S + l_v - w_b - 1500\text{mm}) / S$	0,800
Dos o más carriles de diseño cargados	$mgv_{me} = e_v \cdot mgv_{se}$	0,800
Factor de distribución para vigas externas		0,800

Cargas generadas usando las vigas interiores		
PPlosa int+ peso propio losa vigas internas (kg)	$(625 \cdot 3,0 + 0,5137 \cdot 2400) \cdot 15$	46618,2
CM = cargas muertas (kg) (pavi+diafragma)	$3 \cdot (130) \cdot 15 + 1,15 \cdot 0,35 \cdot 3 \cdot 2400$	8748
Sobrecargas carril (kg)	$954,9 \cdot 15$	14323,5
Sobrecarga puntual camión de diseño (kg)	$14785,9 \cdot 2$	29571,8
Sobrecarga puntual tandem de diseño (kg)	$11340 + 5670$	17010
PP Dintel	$2400 \cdot (0,5 \cdot 1,3 + 0,85 \cdot 0,4)$	2376

Cargas generadas usando las vigas exteriores		
PPlosa ext+ peso propio losa vigas externas (kg)	$(625 \cdot 3 + 0,5137 \cdot 2400) \cdot 15$	46618,2
CM = cargas muertas (kg) (pavi+barreras+diafragma)	$(3 \cdot (130) + 800) \cdot 15 + 1,15 \cdot 0,35 \cdot 3 \cdot 2400$	20748
Sobrecargas carril (kg)	$954,9 \cdot 15$	14323,5
Sobrecarga puntual camión de diseño (kg)	$29571,8$	29571,8
Sobrecarga puntual tandem de diseño (kg)	17010	17010

Cargas generadas usando las vigas exteriores		
PP Dintel (kg/m)	2500*(0,5*1,35+0,85*0,4)	2436

Obtención de los cortantes (kg)					
Carga	0 m	1,11 m	2,22 m	3,33 m	4,53 m
PP Dintel	13154,40	13154,40	13154,40	13154,40	13154,40
Pplosa+Ppviga	81802,07	81802,07	37294,56	37294,56	37294,56
CM adicional	24950,32	24950,32	16598,40	16598,40	16598,40
Sobrecargas carril	25133,79	25133,79	11458,80	11458,80	11458,80
Sobrecarga camión de diseño	40061,62	40061,62	11828,72	11828,72	11828,72
Sobrecarga tandem de diseño	29847,85	29847,85	13608,00	13608,00	13608,00

Estado Límite	0 m	1,11 m	2,22 m	3,33 m	4,53 m
Resistencia I	270213,04	270213,04	128711,96	128711,96	128711,96
Resistencia II	230736,87	227691,87	102953,95	102953,95	102953,95
Resistencia IV	156121,07	156121,07	87958,80	87958,80	87958,80
Servicio II	204660,82	204660,82	97321,14	97321,14	97321,14

Obtención de los momentos (kg*m)					
Carga	0 m	1,11 m	2,22 m	3,33 m	4,53 m
PP dintel	35352,45	28051,76	20751,07	13450,37	5557,73
Pplosa+Ppviga	209240,63	138609,12	97212,15	55815,19	11061,72
CM adicional	82752,43	58842,28	40418,06	21993,83	2075,75
Sobrecargas carril	64289,44	42587,82	29868,56	17149,29	3398,73
Sobrecarga camión de diseño	132729,75	87925,34	61665,58	35405,82	7016,89
Sobrecarga tandem de diseño	76347,50	50575,55	35470,67	20365,79	4036,19

Estado Límite	0 m	1,11 m	2,22 m	3,33 m	4,53 m
Resistencia I	774653,58	524987,55	368265,85	211544,15	42115,29
Resistencia II	695845,90	472782,29	331652,20	190522,11	37949,04
Resistencia IV	429869,99	296589,52	208081,11	119572,71	23887,95
Servicio II	583470,46	395170,27	277375,66	159581,05	32235,52

Pérdidas de presfuerzo en las longitudes 4,53 m y 1,11 m de la viga del dintel

Datos para las secciones a evaluar		En x=4,53 m	En x= 1,11 m
Longitud de elemento a flexión (m)	Ln	5,375	5,375
Resistencia a compresión de destensado (kg/cm ²)	f _c	350	350
Módulo de elasticidad de destensado (kg/cm ²)	E _c	284000	284000
Área transversal de viga (cm ²)	A _c	3200	8720
Ancho de la viga (m)	b	0,4	0,4
Altura de viga (m)	h	0,8	2,18
Dist superior hasta el centroide (cm)	C1	40	109
Dist inferior hasta el centroide (cm)	C2	40	109
Inercia de la viga (cm ⁴)	I _c	1706666,7	34534106,7
Módulo de sección superior (cm ³)	S _{top}	42666,7	316826,7
Módulo de sección inferior (cm ³)	S _{bot}	42666,7	316826,7
Radio de giro (cm ²)	r	533,3	3960,3
Acero de presfuerzo			
Esfuerzo de fluencia del torón (kg/cm ²)	f _{py}	17070	17070
Presfuerzo que resiste el torón (ton)	P _j	21	21
Área del torón (cm ²)	A _p	1,4	1,4
Módulo de elasticidad del torón (kg/cm ²)	E _p	1937461	1937461
Presfuerzo inicial aplicado al torón (kg)	P _i	18900	18900
Humedad	%H	80%	80%
Número de torones de diseño	T	12	12
Área total de los torones (cm ²)	A _{pt}	16,8	16,8
Excentricidad de torones (cm)	e	15	84
Esfuerzo de tensado (kg/cm ²)	f _{pi}	13500	13500

Δf_{pa} (deslizamiento de los anclajes)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
$\Delta l_{mín}$ (m)	0,0035	0,0035
l cable (m)	10,75	10,75
Δf_{pa} (kg)= $\Delta l/l * E_p$	1,68045E-10	1,68045E-10
%pérdida	0,0%	0,0%

Δf_{pEs} (acortamiento elástico)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
$n_p = E_p/E_c$	6,82	6,82
Moc (kg-cm)	555773,40	2805175,80
f_{cs} (kg/cm ²)= $(-P_i/A_c)*(1+e^2/r)+(Moc*e)/l_c$	-3,51	0,79
Δf_{pEs} (kg/cm ²) = $n_p * f_{cs}$	23,97	5,42
%pérdida	0,18%	0,04%

Δf_{pCR} (flujo plástico)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
Cusdt	2,65	2,65
Carga 28 días del f'c	0,83	0,83
Humedad al 80%	0,73	0,73
Cu	1,61	1,61
C_t 1 año= $((3650^{0,6})/(10+(365)^{0,6}))*Cu$	1,24	1,24
C_t 5 años= $0,9*Cu$	1,45	1,45
f_{cs} (kg/cm ²)= $((-0,9*P_i)/A_c)*(1+e^2/r)+(Moc*e)/l_c$	-2,67	1,40
Δf_{pCR} (kg/cm ²) 1 año = $C_t * n_p * f_{cs}$	22,70	11,86
Δf_{pCR} (kg/cm ²) 5 años = $C_t * n_p * f_{cs}$	26,36	13,77

Δf_{pCR} (flujo plástico)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
%pérdida 1 año	0,17%	0,09%
%pérdida 5 años	0,20%	0,10%

Δf_{psh} (contracción del concreto)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
ϵ_{sh} a los 28 días = $t/(35+t)*\epsilon_{shu}$	0,00021	0,00021
ϵ_{sh} al año = $0,91*\epsilon_{shu}$	0,00044	0,00044
ϵ_{sh} a los 5 días = $1*\epsilon_{shu}$	0,00048	0,00048
Humedad relativa	0,6	0,6
ϵ_{shu} (mm/mm) = $800*10^{-6}*humedad\ relativa$	0,00048	0,00048
Δf_{psh} (kg/cm ²) 1 año = ϵ_{sh} 1 año* E_p	846,28	846,28
Δf_{psh} (kg/cm ²) 5 años = ϵ_{sh} 5 años* E_p	929,98	929,98
%pérdida 1 año	6%	6%
%pérdida 5 años	7%	7%

Δf_r (relajación del acero)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
$0,9*f_{pi}$ (kg/cm ²)	12150	12150
f_{py} (kg/cm ²)	17070	17070
Horas al año	8760	8760
Horas a los 5 años	43800	43800
Δf_r al año (kg/cm ²) = $f_{pi}*\log(t)/45*(f_{pi}/f_{py}-0,55)$	284,88	284,88
Δf_r a los 5 años (kg/cm ²) = $f_{pi}*\log(t)/45*(f_{pi}/f_{py}-0,55)$	335,39	335,39
%pérdida 1 año	2,1%	2,1%

Δf_r (relajación del acero)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
%pérdida 5 años	2,5%	2,5%

Δf_{fr} (fricción)	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
Excentricidad (m)	0,05	1,05
Coefficiente de oscilación	0,0033	0,0033
Coefficiente de curvatura	0,2	0,2
En el extremo		
Angulo de inclinación de torones (rad)	0,074	0,074
Factor multiplicador de P	0,97	0,97
Esfuerzo real de tensado contando la fricción	13067,8	13067,8
Δf_{fr} (%)	3,2%	3,2%
En el centro		
Angulo de inclinación de torones (rad)	0,037	0,037
Factor multiplicador de P	0,98	0,98
Esfuerzo real de tensado contando la fricción	13282,1	13282,1
Δf_{fr} (%)	1,6%	1,6%

Pérdidas totales	En x=4,53 m	En x= 1,11 m
P_e (kg/cm ²)= $f_{pi}-\Delta f_{pa}-\Delta f_{pEs}-\Delta f_{pCR}-\Delta f_{psh}-\Delta f_r$	11752,11	11783,24
Pérdidas a 5 años (rige)	13%	13%
Pérdidas al año	12%	12%

Datos generales para cada sección a analizar, para calcular flexión

Parámetros	Símbolos	4,53 m	1,11 m
Longitud viga (m)	Ln	5,4	5,4
Resistencia a compresión de destensado (kg/cm ²)	f _c	350	350
Módulo de elasticidad de destensado (kg/cm ²)	E _c	284000	284000
Área transversal de viga (cm ²)	A _c	3200	8720
Altura de viga (m)	h	0,8	2,18
Dist superior hasta el centroide (cm)	C1	40	109
Dist inferior hasta el centroide (cm)	C2	40	109
Inercia de la viga (cm ⁴)	I _c	1406250,0	34534106,7
Módulo de sección superior (cm ³)	S1	35156,3	316826,7
Módulo de sección inferior (cm ³)	S2	35156,3	316826,7
Radio de giro (cm ²)	r	439,5	3960,3
Acero de refuerzo			
Positivo			
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	f _y	4200,0	4200,0
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	E _s	2100000,0	2100000,0
Número de aceros	#	8	8
Distancia de fibra en flexión a centroide (cm)	y _c	20	20
Distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero (m)	d	50,0	188,0
Área de acero en flexión (cm ²)	A _f	12,7	12,7
Negativo			
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	f _y	1,4	4200,0
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	E _s	2100000,0	2100000,0
Números de acero	#	5	5

Parámetros	Símbolos	4,53 m	1,11 m
Distancia de fibra en compresión a centroide (cm)	yc	18,0	18,0
Distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero (m)	d	18,0	18,0
Área de acero en flexión (cm ²)	Af	6,4	6,4
Acero de presfuerzo			
Esfuerzo de fluencia del torón (kg/cm ²)	fpy	17070	17070
Presfuerzo que resiste el torón (ton)	Pj	21	21
Área del torón (cm ²)	Ap	1,4	1,4
Módulo de elasticidad del torón (kg/cm ²)	Ep	1937461	1937461
Presfuerzo inicial aplicado al torón (kg/cm ²)	Fpi	18900	18900
Humedad	%H	80%	80%
Número de torones de diseño	T	12	12
Área total de los torones (cm ²)	Apt	16,8	16,8
Esfuerzo de presfuerzo (kg/cm ²)	f _{pj}	13500	13500
Excentricidad de torones (cm)	e	15	84
Esfuerzo de tensado (kg/cm ²)	f _{pi}	13500	13500
Dist fibra inferior a centroide torones (cm)	cp	55,0	193,0

Cálculo de esfuerzos en la sección transversal de la viga en distintas longitudes

En x= 1,11 m					
Carga	M (kg-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga + Pplosa	138609,12	Simple	2,22	-43,75	43,75
CM adicionales	58842,28	Simple	2,22	-18,57	18,57
Sobrecarga Carril	42587,82	Simple	2,22	-13,44	13,44
Sobrecarga Camión	87925,34	Simple	2,22	-27,75	27,75
PP dintel	28051,76	Simple	2,22	-8,85	8,85
Total				-103,52	103,52

En x= 4,53 m					
Carga	M (kg-m)	Sección	Longitud viga (m)	f _{top} = -M/Stop (kg/cm ²)	f _{bot} = M/Sbot (kg/cm ²)
PP viga+ Pplosa	11061,72	Simple	4,53	-31,46	31,46
CM adicionales	2075,75	Simple	4,53	-5,90	5,90
Sobrecarga Carril	3398,73	Simple	4,53	-9,67	9,67
Sobrecarga Camión	7016,89	Simple	4,53	-19,96	19,96
PP dintel	5557,73	Simple	4,53	-15,81	15,81
Total				-67,00	67,00

Presfuerzo efectivo y número de torones en diferentes longitudes de la viga

En x=4,53 m						
f _{adm} = 2*raiz(f _c) (kg/cm ²)	f _{bot} =f _{bot} -f _{adm} (kg/cm ²)	Pe=(Ac*f _{bot})/(1+(e*C ²)/r ²) (kg)	Pi= Pe/%loss (kg)	F _{pi} max=0,74f _{pu} (kg/cm ²)	F _{pi} =A _p *F _{pi} (kg)	Num. Torones
37,42	29,58	40016,56	47078,30	13986,00	19580,40	2,4

En x=1,11 m						
f _{adm} = 2*raiz(f _c) (kg/cm ²)	f _{bot} =f _{bot} -f _{adm} (kg/cm ²)	Pe= (Ac*f _{bot})/(1+(e*C ²)/r ²) (kg)	Pi= Pe/%loss (kg)	F _{pi} max=0,74f _{pu} (kg/cm ²)	F _{pi} =A _p *F _{pi} (kg)	Num. Torones
37,42	66,10	174032,31	204743,89	13986,00	19580,40	10,5

Tabla resumen de esfuerzos en las vigas del dintel debido a las cargas

Carga (kg/cm ²)	Fibra	Número de torones	
		12	12
		1,11 m	4,53 m
PP Dintel	Superior	-8,85	-15,81
	Inferior	8,85	15,81
PP losa+Ppviga	Superior	-43,75	-31,46
	Inferior	43,75	31,46
CM adicional	Superior	-18,57	-5,90
	Inferior	18,57	5,90
Sobrecarga Carril	Superior	-13,44	-9,67
	Inferior	13,44	9,67
Sobrecarga camión	Superior	-27,75	-19,96
	Inferior	27,75	19,96
Pretensado inicial	Superior	35,35	26,83

Carga (kg/cm ²)	Fibra	Número de torones	
		12	12
		1,11 m	4,53 m
	Inferior	-89,24	-173,68
Pérdida pretensado	Superior	5,30	4,02
	Inferior	-13,39	-26,05
Pretensado efectivo	Superior	30,05	22,80
	Inferior	-75,86	-147,63

Verificación de esfuerzos en distintas etapas de carga (ASD)

Esfuerzos Admisibles del concreto		
Durante la transferencia del tensado		
fcadm (kg/cm ²)	0,7*f _{ci}	-245,00
ftadm (kg/cm ²)	1,6*raiz(f _{ci})	29,93
A los 28 días cuando el concreto alcanza su resistencia (ACI 18.4.2)		
ftadm (kg/cm ²)	0,45*f _c	-157,50
ftadm (kg/cm ²)	0,6*f _c	-210,00

Caso 1. Presfuerzo inicial+PP dintel			
Sección	Longitud (m)		¿CUMPLE?
	1,11	4,53	
Superior	26,50	11,02	SI
Inferior	-80,39	-157,87	SI

Caso 2. Presfuerzo efectivo+Ppdintel			
Sección	Longitud (m)		¿CUMPLE?
	1,11	4,53	
Superior	21,19	6,99	SI
Inferior	-67,00	-131,82	SI

Caso 3. Todas las cargas permanentes+Presfuerzo efectivo			
Sección	Longitud (m)		¿CUMPLE?
	1,11	4,53	
Superior	-54,57	-40,04	SI
Inferior	8,76	-84,78	SI

Caso 4. Presfuerzo efectivo+carga de servicio			
Sección	Longitud (m)		¿CUMPLE?
	1,11	4,53	
Superior	-82,32	-60,00	SI
Inferior	36,51	-64,82	SI

Capacidad a flexión del elemento por LRFD

En x=1,11 m

Datos generales para calcular flexión	
Total, de torones	12
Pe (kg)	348065
Usando un bloque de compresión "C" (cm)	52

Componentes de deformación					
Capa	Excentricidad= e (cm)	$\epsilon_{pi} = \frac{(Pe)}{(Ac \cdot Ec)} \cdot (1 + \frac{(ep \cdot ei)}{r})$	$\epsilon_1 = \frac{(Pe)}{(Ap \cdot Ep)}$	d (cm)	$\epsilon_3 = (0,003/C) \cdot (d-C)$
P1	89	0,000421656	0,128321336	198	0,00888
As	-	-	-	188,0	0,0084231
A's	-	-	-	18,0	-0,002234911
Promedio ep (cm)	89				

Aporte de cada capa a la resistencia a la flexión					
Capa	$\epsilon_{ptotal} = \epsilon_{pi} + \epsilon_1 + \epsilon_3$	$f_{si} = 70 \cdot (270 - 0,04 / (\epsilon_p - 0,007))$ (kg/cm ²)	Número de torones (transversal)	Asi (cm ²)	Fti (kg) = T
P1	0,1376229	18877,98032	12	16,8	317150,0694
As	0,0084230	4200	4#8	20,4	85680
A's	-0,00192	4200	4#5	6,4	26712
Total					429550,62

Momento nominal de la viga del dintel a flexión				
$C = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot c \cdot \beta$ (kg)	525900	CUMPLE	T≈C	CUMPLE
c (cm)	52	CUMPLE		
a (cm)	44,2	CUMPLE		
$\phi \cdot M_n$ (kg·cm) = $0,9 \cdot (0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \cdot (c_p - a/2) + \sum A_{si} \cdot f_{si} \cdot (d_i - c_p))$	78506617,57	785	ton	CUMPLE

En x = 4,53 m

Datos generales para calcular flexión	
Total, de torones	12
Pe (kg)	240099
Usando un bloque de compresión "C" (cm)	42

Componentes de deformación					
Capa	Excentricidad = e (cm)	$\epsilon_{pi} = (P_e) / (A_c \cdot E_c) \cdot (1 + (e_p \cdot e_i) / r)$	$\epsilon_1 = (P_e) / (A_p \cdot E_p)$	d (cm)	$\epsilon_3 = (0,003/C) \cdot (d - C)$
P1	18	0,005507744	0,088517671	58	0,0011429
As	-	-	-	50,0	0,0012857
A's	-	-	-	18,0	-0,0017143
Promedio ep (cm)	18				

Aporte de cada capa a la resistencia a la flexión					
Capa	$\epsilon_{p\text{total}} = \epsilon_{pi} + \epsilon_1 + \epsilon_3$	$f_{si} = 70 \cdot (270 - 0,04 / (\epsilon_p - 0,007))$ (kg/cm ²)	Número de torones (transversal)	Asi (cm ²)	Fti (kg) = T
P1	0,095168273	18868,2425	12	16,8	316986,47
As	0,001285714	4200	4#8	20,4	85680
A's	-0,001714286	4200	4#5	6,4	26712
Total					429378,47

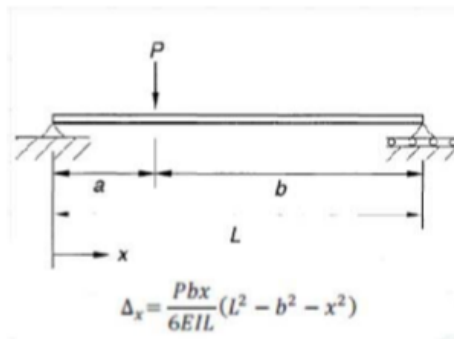
Momento nominal de la viga del dintel a flexión			
$C = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot c \cdot \beta$ (kg)	424830	CUMPLE	T≈C
c (cm)	42	CUMPLE	

Momento nominal de la viga del dintel a flexión				
a (cm)	35,7	CUMPLE		
$\phi * Mn \text{ (kg*cm)} = 0,9 * (0,85 * f_c * b * a * (c_p - a/2) + \sum asi * f_{si} * (d_i - c_p))$	13784984,93	146	ton	CUMPLE

Según ACI (2014, p.149) para vigas mayores de 900 mm usar acero complementario, por lo que se propone usara varillas #4 separadas cada 20 cm tanto varillas longitudinales para flexión y ganchos como arriostre de dichas varillas.

Cumplimiento del momento de agrietamiento		
x(m)	1,11	4,53
$\phi * Mn \text{ (ton*m)}$	785	146
$1,2 * M_{cr} \text{ (ton*m)}$	644,86	90,66
¿Cumple?	CUMPLE	CUMPLE

Revisión de deflexiones



Deflexiones (mm) debido a la carga viva (camión de diseño) según lo propone la AASHTO		
Admisibles		
$\delta_{adm} = L/800$	6,72	
Generadas por las cargas		
$\delta_{P1} = (Pbx/6EIL) * (L^2 - b^2 - x^2)$	1,04	CUMPLE
$\delta_{P2} = (Pbx/6EIL) * (L^2 - b^2 - x^2)$	0,06	CUMPLE
$\delta_{P3} = (Pbx/6EIL) * (L^2 - b^2 - x^2)$	0,10	CUMPLE
δ_{total}	1,10	CUMPLE

**Deflexiones (mm) debido a la carga viva
(camión de diseño) según lo propone la
AASHTO**

δ máx=1,33* δ

1,47

CUMPLE

Cálculo a cortante del dintel

Acero por cortante del dintel					
X (m)	0	1,11	2,22	3,33	4,53
Vu (kg)	270213,04	270213,04	128711,96	128711,96	128711,96
Mu (kg*cm)	77465357,71	52498755,29	36826585,37	21154415,45	4211529,05
dp (cm)	176,00	171,20	120,00	91,20	80,00
Vc (kg)	218297,52	316177,57	113013,18	110108,68	392946,02
Vc mín (kg)	69804,36	67900,60	47593,88	36171,35	31729,25
Vc máx (kg)	175169,43	170392,08	119433,70	90769,61	79622,47
ϕ Vc (kg)	131377,07	127794,06	89575,28	68077,21	59716,85
Vsreq (kg)	138835,96	142418,97	39136,68	60634,75	68995,11
fy (kg/cm ²)	4200,00	4200,00	4200,00	4200,00	4200,00
#varilla	5	5	5	5	5
Vs máx (kg)	280534,50	272883,56	191273,53	145367,88	127515,68
ϕ Vs(kg)	219467,68	213482,19	149637,05	113724,16	99758,03
S (cm)	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Smáx (cm)	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00
Vn (kg)	350844,75	341276,26	239212,33	181801,37	159474,89
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI

Fórmulas usadas para cálculo a cortante

$$V_c = (0,16 \cdot \lambda \cdot \text{raiz}(f_c) + 49 \cdot (V_u \cdot d_p) / M_u) \cdot b_w \cdot d_p$$

$$V_c \geq 0,53 \cdot \lambda \cdot \text{raiz}(f_c) \cdot b_w \cdot d_p$$

$$V_c \leq 1,33 \cdot \lambda \cdot \text{raiz}(f_c) \cdot b_w \cdot d_p$$

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / S$$

$$V_s \leq 2,13 \cdot \text{raiz}(f_c) \cdot b_w \cdot d_p$$

$$S_{\text{máx}} = 0,75 \cdot h$$

Diseño de la losa del dintel

Parámetros generales		
Verificación de losa voladiza en 1 dirección	lb/la	2
Ancho (cm)	la	270
Ancho de diseño (cm)	b	100
Largo (cm)	lb	452,5
Peralte mínimo ACI (cm)	L/10	45,25
Peralte de diseño (cm)	h	45
Momento último de diseño (kg*m)	Mu	26239,20
Cortante último de diseño (kg)	Vu	8700,00
Resistencia del concreto (kg/cm ²)	f'c	350
Acero de refuerzo		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	fy	4200
Módulos de elasticidad del acero de refuerzo (kg/cm ²)	Es	2100000

Diseño de cortante			
Distancia de fibra en compresión al centro de varilla en flexión (cm)	d	42	
Resistencia al cortante del concreto (kg)	$\phi V_c = \phi * (0,17 * \lambda * \text{raiz}(f'c) * b * d)$	10018,3	CUMPLE

Diseño a flexión			
Acero máximo (cm ²)	$A_{smax} = 0,025 * b * d$	105	
Acero por temperatura (cm ²)	$A_{stemp} = 0,0020 * b * d$	8,4	#5 @ 20 cm
Acero mínimo (cm ²)	$A_{smín1} = 14 / f_y * b * d$	14,0	RIGE
	$A_{smín2} = 0,8 * \text{raiz}(f'c) / f_y * b * d$	15,0	
Factor de resistencia a flexión	$R = M_u / (\phi * b * d^2)$	16,5	Encontrar cuantía en tabla.

Diseño a flexión			
Cuántía de acero a usar	ρ	0,004	
As requerido (cm ²)	Asreq	16,8	
Número de acero a usar	#	8	
Separación (cm)	S	20	
Área de acero a usar (cm ²)	As	25,34	CUMPLE
a (cm)	$a=(As*fy)/(0,85*f'c*b)$	3,6	
c (cm)	$c=a/0,85$	4,2	
c/d		0,100	CONTROLA TENSIÓN
$\phi*Mn$ (kg*m)	$\phi Mn= 0,9*As*fy*(d-a/2)$	38509,7	CUMPLE

Diseño del puntal a compresión pura

Datos			
Largo (cm)	a	40	
Ancho (cm)	b	20	
Resistencia del concreto (kg/cm ²)	f'c	350	
Esfuerzo de fluencia de refuerzo (kg/cm ²)	fy	4200	
Acero de compresión (cm ²)	A's	5,97	3 #5
Acero en flexión (cm ²)	As	5,97	3 #5
Carga de diseño (kg)	Pu	244812,8	

Resistencia a compresión			
Carga que soporta el elemento (kg)	$Po=0,85*a*b*f'c+(A's+As)*fy$	288148,0	CUMPLE

Separación de aros a cortante para garantizar la estabilidad de varillas longitudinales y seguir el diseño de cortante posterior calculado

Separación (cm)	S	10	#4
-----------------	---	----	----

Diámetros de doblado y longitudes de desarrollo de varillas de refuerzo

Datos	
Número de varilla	4
f'c (kg/cm ²)	350
f _y (kg/cm ²)	4200
db (cm)	1,27
∅ mín (cm)	7,62
Radio (cm)	3,81

Longitudes de desarrollo para varillas #10					
Longitud de desarrollo de anclaje (cm)			Lexterno (cm)	Lag a usar (cm)	Longitud de traslape(cm)
a (15)	b (8*db)	c (f _y *db/16*(f'c) ^{1/2})	12*db		3,5*lag a usar
15,00	10,16	17,82	15,24	17,82	63

Datos	
Número de varilla	5
f'c (kg/cm ²)	350
f _y (kg/cm ²)	4200
db (cm)	1,5875
∅ mín (cm)	9,525
Radio (cm)	4,7625

Longitudes de desarrollo para varillas #5					
Longitud de desarrollo de anclaje (cm)			Lexterno (cm)	Lag a usar (cm)	Longitud de traslape(cm)
a (15)	b (8*db)	c (f _y *db/16*(f'c) ^{1/2})	12*db		3,5*lag a usar
15,00	12,70	22,27	19,05	22,27	78

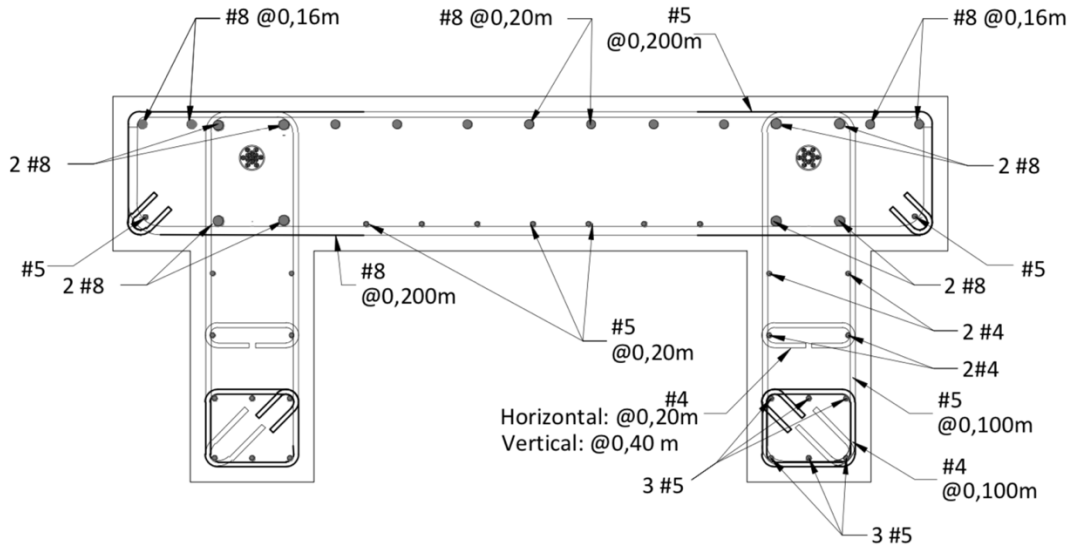
Datos	
Número de varilla	10
f'c (kg/cm2)	350
fy (kg/cm2)	4200
db (cm)	3,175
∅ mín (cm)	19,05
Radio (cm)	9,525

Longitudes de desarrollo para varillas #10					
Longitud de desarrollo de anclaje (cm)			Lexterno (cm)	Lag a usar (cm)	Longitud de traslape(cm)
a (15)	b (8*db)	c (fy*db/16*(f'c)^1/2)	12*db		3,5*lag a usar
15,00	25,40	44,55	38,1	44,55	156

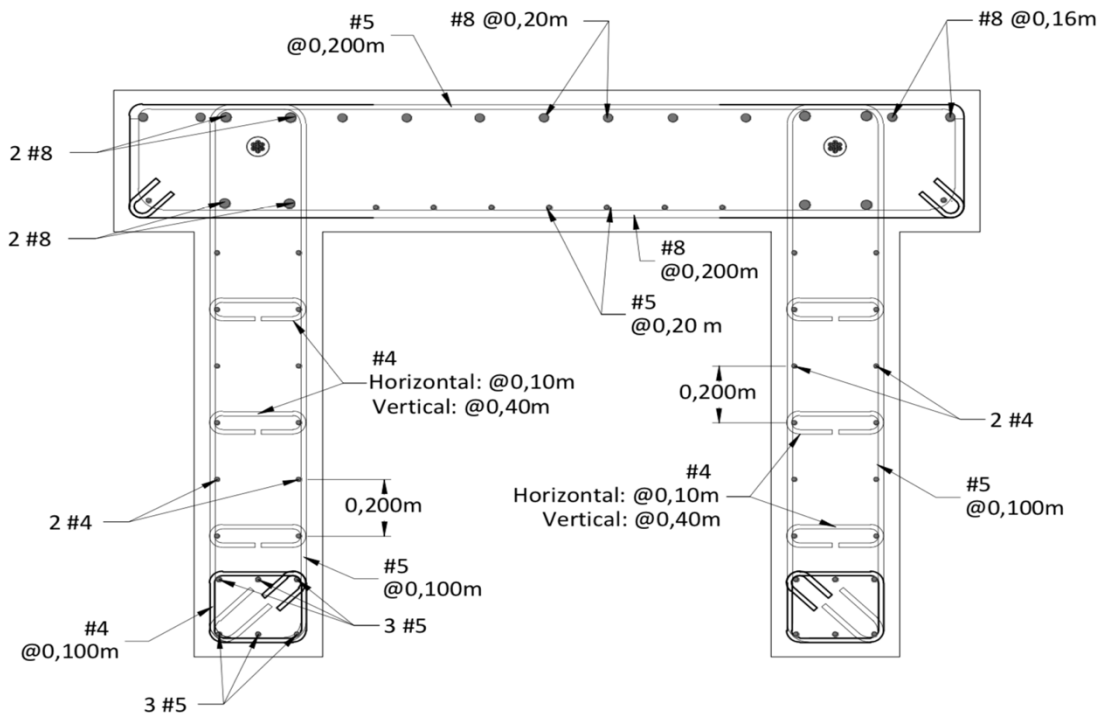
Diámetro de doblado de varillas	
Diámetro de doblado varilla #5 (cm)	10
Diámetro de doblado varilla #4 (cm)	8
Diámetro de doblado varilla #10 (cm)	19

Apéndice 4. Dibujos de las secciones diseñadas para el dintel.

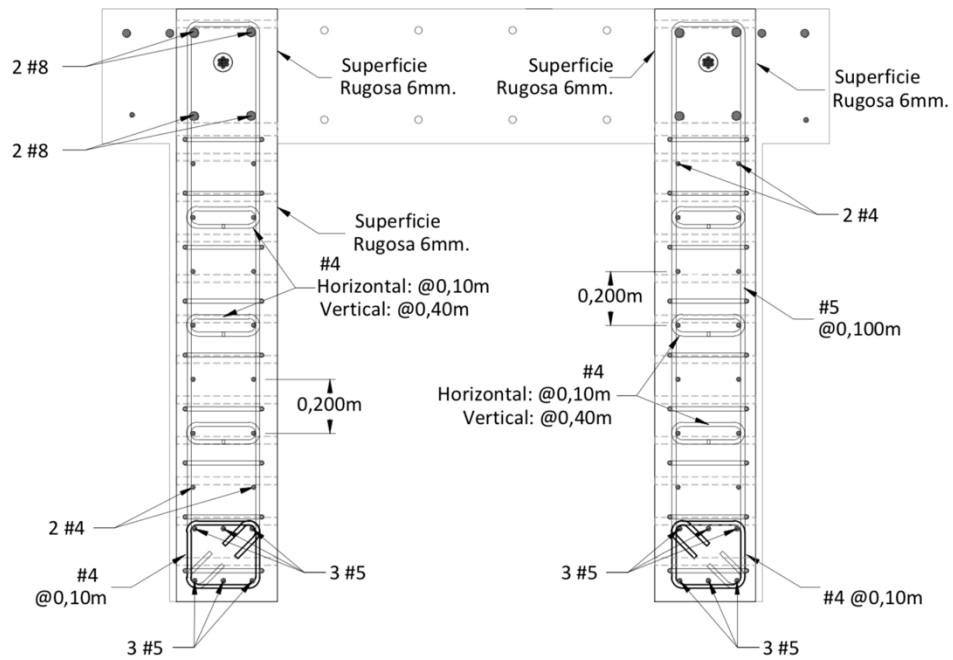
Se demuestra en seguida la sección diseñada con su respectivo acero de refuerzo y de presfuerzo, así como el acero complementario usado como un detalle constructivo. Dichas dimensiones vienen en metros, o de no ser ahí en la figura se indica.



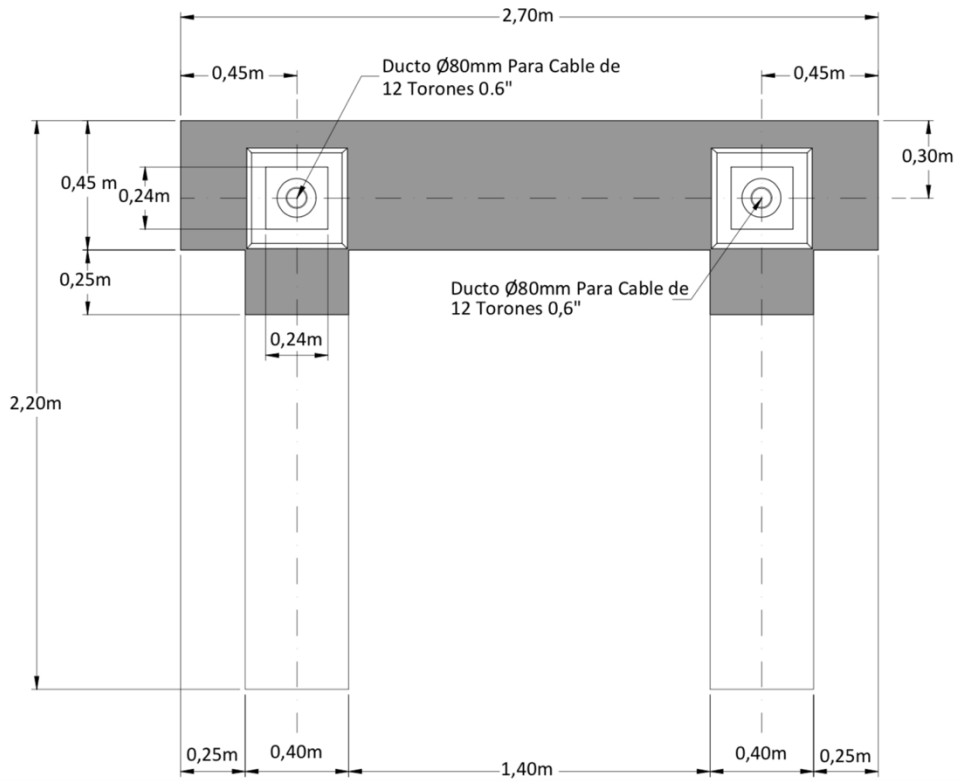
Apéndice 3.1. Vista transversal del acero de refuerzo en 4,53 m.



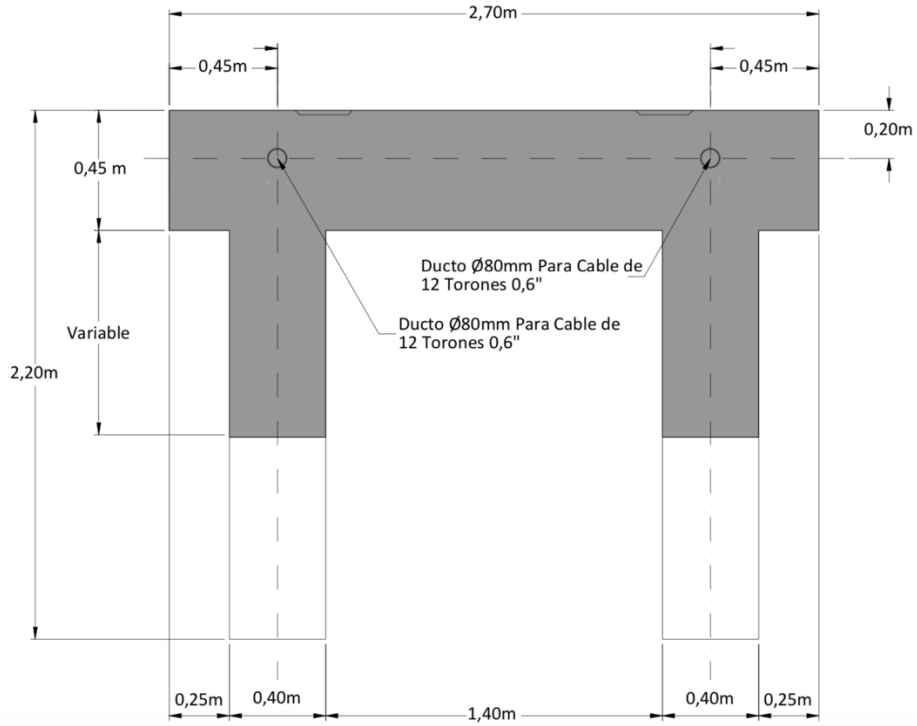
Apéndice 3.2. Vista transversal del acero en 1,11 m.



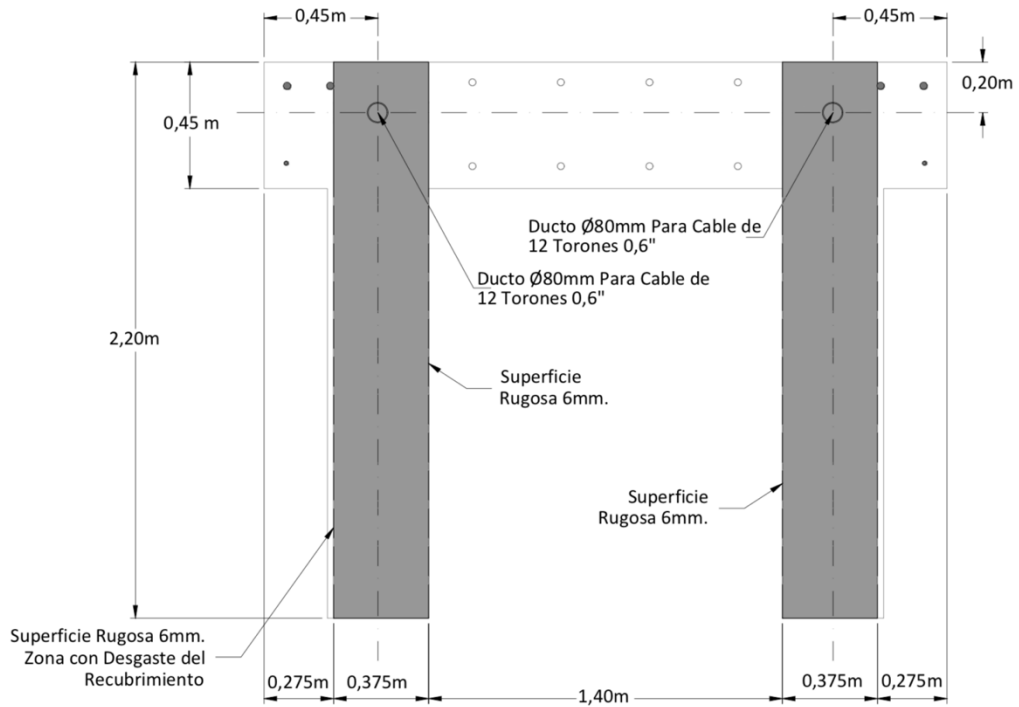
Apéndice 3.3. Vista transversal del acero en la mitad del dintel.



Apéndice 3.4. Vista transversal general al inicio del dintel.



Apéndice 3.5. Vista transversal general después del extremo del dintel.



Apéndice 3.6. Vista transversal exactamente a la mitad del dintel.

Apéndice 5. Formato de la encuesta utilizada.

1. ¿Cuál es la importancia de una inspección estructural regulada?
Asegurar la calidad del producto terminado. Estandarizar los procesos de producción.
2. ¿Qué características debe tener un inspector?
Ética, transparencias y criterio técnico.
3. ¿En qué etapa considera que se debe tener una inspección más rigurosa?
Etapa de colocación de armadura.
4. ¿Qué tipo de documentos debe considerar un inspector para realizar una inspección adecuada?
Normas y especificaciones respectivas.
5. ¿Qué cuidado se debe tener al inspeccionar elementos presforzados?
Dimensiones, tolerancias y cargas de presfuerzo.
6. ¿Cree que las especificaciones en inspección de CSCR son poco específicas?
Sí.
7. ¿En qué casos el inspector debe de darle uso a pruebas de laboratorio y cuáles son las más comunes?
Siempre, debe usarlas en un porcentaje aproximado de 25%. Las comunes son las aplicables al control de calidad de concreto fresco.
8. ¿Considera que a la hora de hacer inspecciones las listas de verificación son suficientes?
No.
9. ¿Considera que al acero presforzado se le debe dar mayor seguimiento o control al inspeccionar, que el acero pasivo? ¿Porqué?
No, ambos son importantes.
10. ¿Qué aspectos se debe considerar al inspeccionar una viga pretensada para un puente?
Molde y equipo de presfuerzo, que estén en óptimas condiciones.
11. ¿Qué aspectos se debe considerar para evaluar un dintel o martillo postensado para un puente?
Que dimensionalmente sea preciso y encaje correctamente en su sitio en obra.
12. De acuerdo a su experiencia ¿Cuáles son los problemas más comunes (al inspeccionar), que se podrían detectar en una planta de fabricación de elementos presforzados?
Inexperiencia del fabricante, equipos defectuosos y planos de mala calidad.
13. ¿Cuál es el procedimiento de una inspección adecuada?
Observar, comparar, anotar y registrar la información de manera trazable.
14. De acuerdo a los documentos que se contemplan para una inspección eficiente (check list, planos, informes de laboratorio y especificaciones técnicas) considera algún otro o modificación a los existentes que deberían incluir para mejorar esta tarea, ¿Cuáles?
Éticas de aceptación, observaciones o rechazo para adherir a los elementos.

Apéndice 6. Manual “Lineamientos de inspección para elementos presforzados”



Lineamientos de inspección para elementos presforzados

David Barrantes Brenes

Índice de contenido

ÍNDICE DE CONTENIDO	1
CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES	3
GENERALIDADES	4
<i>Introducción</i>	4
<i>Objetivo</i>	4
<i>Alcance y limitaciones</i>	4
<i>Recomendaciones de uso</i>	4
DEFINICIONES BÁSICAS	5
<i>Concreto presforzado</i>	5
<i>Inspección</i>	5
<i>Características de un inspector</i>	6
<i>Obligaciones de un inspector</i>	6
<i>Autoridad</i>	6
NOTACIÓN	7
SIGLAS	7
REGLAMENTACIÓN.....	8
DOCUMENTOS TÍPICOS PARA UNA INSPECCIÓN.....	8
<i>Contrato y documentos relacionados</i>	8
<i>Planos y especificaciones</i>	8
<i>Diagrama de flujo de proceso de producción e inspección (lista de actividades)</i>	9
<i>Certificados de calidad</i>	9
<i>Listas de verificación</i>	9
<i>Bitácora</i>	9
<i>Ordenes de cambio</i>	9
CAPÍTULO 2. MATERIALES.....	11
CONCRETO	12
<i>Cemento</i>	13
<i>Agregados</i>	16
<i>Agua</i>	19
<i>Aditivos</i>	20
ACERO DE REFUERZO	20
<i>Acero corrugado</i>	22
<i>Acero de baja relajación</i>	23
ACERO DE PRESFUERZO	24
<i>Acero de presfuerzo de pretensado de 7 hilos</i>	25
<i>Acero de presfuerzo para postensado</i>	26
PROTECCIÓN PARA LA CORROSIÓN	28
SOLDADURA ACERO ESTRUCTURAL	29
<i>Soldadura acero de refuerzo</i>	30
CAPÍTULO 3. EQUIPO BÁSICO PARA PLANTAS	33
CAPÍTULO 4. CONCRETO PRESFORZADO	36

ARMADURAS	37
<i>Detalles constructivos</i>	37
<i>Posición y recubrimiento</i>	39
<i>Separación del refuerzo</i>	43
<i>Niveles de oxidación</i>	44
REFUERZO LONGITUDINAL	48
<i>Longitudes de anclajes y desarrollo del refuerzo longitudinal</i>	48
<i>Longitud de desarrollo del presfuerzo</i>	49
<i>Empalmes de acero de refuerzo</i>	50
REFUERZO TRANSVERSAL DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN	53
<i>Zonas de confinamiento en flexión</i>	54
REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA	55
ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTENSADO	55
ZONAS DE ANCLAJE PARA TENDONES DE UN ALAMBRE O BARRAS DE 16 MM DE DIÁMETRO PARA LOSAS.	56
GRUPOS DE TENDONES DE UN ALAMBRE EN VIGAS PRINCIPALES O SECUNDARIAS	56
DUCTOS DE POSTENSADO	56
APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PRESFUERZO	57
DESTENSADO DEL ACERO DE PRESFUERZO	58
ENCOFRADO DE ELEMENTOS	58
VIBRADO DE ELEMENTOS	61
CURADO DE ELEMENTOS.....	62
<i>Curado por medio de compuestos líquidos para formar membranas</i>	63
<i>Curado por medio de vapor</i>	64
ALMACENAJE DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	65
RECOMENDACIONES PARA EL TRANSPORTE DE LOS ELEMENTOS PRESFORZADOS	67
TOLERANCIAS DE ELEMENTOS PRESFORZADOS Y DE ENSAYOS DE CONTROL.	70
<i>Tolerancias geométricas de elementos</i>	70
<i>Tolerancias de montaje</i>	91
<i>Tolerancias de ensayos de control en campo</i>	92
OTROS MÉTODOS DE INSPECCIÓN.....	93
<i>Pruebas no destructivas</i>	93
<i>Pruebas destructivas</i>	98
CAPÍTULO 5. SEGURIDAD EN PLANTA.....	99
DISPOSITIVOS BÁSICOS DE SEGURIDAD A USAR POR EL PERSONAL	100
REGLAS PARA UN TENSADO SEGURO.....	101
REGLAS PARA UN IZAJE SEGURO DE ELEMENTOS.....	101
REFERENCIAS.....	107
APÉNDICES.....	112
TABLAS Y DIAGRAMA DE FLUJO DE INSPECCIÓN DE REFERENCIA	113
LISTAS DE VERIFICACIÓN PARA LA INSPECCIÓN.....	125
PLANTILLA DE ORDEN DE CAMBIO.....	142
ANEXOS	145

Capítulo 1. Aspectos Generales

Generalidades

Introducción

El presente documento es una recopilación de información, realizada para crear un proceso de fabricación de elementos presforzados controlado, el cual debe servir como guía de campo. Este se basa en normativa vigente, y de instituciones de prestigio a nivel nacional e internacional. Por lo que contiene los requerimientos necesarios para obtener un nivel de calidad aceptable, y, ante cualquier duda se deben referir a la fuente correspondiente.

Objetivo

Definir un proceso adecuado de inspección o supervisión para la verificación de la calidad, con el fin de que el profesional correspondiente lo utilice para proporcionarle al cliente un producto con los estándares de calidad óptimos.

Alcance y limitaciones

El profesional con este manual lo usará para el control de la fabricación de elementos presforzados y reforzados. Si desea usar otro método constructivo o norma complementaria, tendrá que dirigirse al documento respectivo o investigar del nuevo proceso que utilizará.

Se debe resaltar que la opinión o criterio del profesional es relevante, ya que este es un documento con estándares que le ayudarán a considerar una decisión correcta en base a su criterio. Los parámetros mínimos o máximos (tolerancias) establecidas serán juzgadas a criterio del profesional, pero debe de saber que dichas tolerancias son estipuladas por entes con muchos años de experiencia y prestigio.

Recomendaciones de uso

Es de suma importancia que el profesional se guíe o acate lo que dicta este documento, y, si presenta alguna duda de algún tema presente en el manual, debe de consultar la bibliografía respectiva.

Si desea aplicar un tema ajeno, es decir, no relacionado al documento, debe de investigarlo, debido a que el documento solo menciona lo relacionado a elementos de concreto presforzados y reforzado.

Definiciones básicas

Concreto presforzado

Se caracteriza por el acero de refuerzo (activo) de mayor capacidad con respecto al acero convencional (pasivo). A este acero de alta capacidad se le llama activo, debido a que se somete a un proceso de tensión, que cuando se destensiona le aplica esfuerzos de compresión internos al elemento, que contrarrestarán los esfuerzos de tensión sometidos por las cargas externas. Este proceso le permite al elemento a fabricar reducir la cantidad de acero, y aumentar su capacidad a flexión.

Se identifican dos tipos de presforzado:

- Pretensado: el tensado se hace antes de colar el elemento, y se libera cuando el concreto obtenga la resistencia (f'_c) necesaria para soportar los esfuerzos de compresión por parte del torón (acero de presfuerzo).
- Postensión: el tensado de los torones se realiza después de realizado el concreto (cuando el concreto ya está endurecido), y al igual que el pretensado el concreto debe poseer la resistencia necesaria, para soportar la compresión posterior generada por el cable de acero.

Inspección

En la construcción, en ocasiones, no se dan los productos deseados por la mala ejecución de procesos, mano de obra sin experiencia, según los tipos de materiales usados. No obstante, es de suma relevancia tener un control de la calidad según lo requiera la construcción. Por lo tanto, para que se cumpla la calidad se debe realizar una inspección adecuada, que monitoree y documente los procesos. La persona a cargo de dicha inspección suele elegirse según la magnitud de la obra y complejidad, donde en proyectos poco complejos suelen asignar técnicos en el tema, por lo contrario, en proyectos complejos suelen ser profesionales en el tema como Ingenieros en Construcción o Civiles, enfocados en diseño estructural, generalmente.

Según el Instituto del Concreto Prefabricado y Presforzado (PCI), en el Manual de Control de Calidad para Plantas y Producción de Productos de Concreto Estructural Presforzado, definen el control de calidad, como: esas acciones relacionadas a las características físicas de los materiales, procesos y servicios, los cuales proveen valores de medidas y características de control, para determinar un criterio cuantitativo.

En la inspección se debe de saber, que se realizan pruebas de laboratorio cuando se requiere, y análisis de resultados. Para complementar la calidad con respecto a lo observado y medido en campo. De esta manera determinar si lo evidenciado en planos se cumple.

Características del inspector

- Ser Ingeniero en Construcción o Ingeniero Civil, con experiencia en el diseño estructural.
- Debería estar certificado por algún ente de renombre como técnico o experto en el área de inspección.
- Conocer el método constructivo: materiales, proceso y posibles problemas.
- Determinar procesos críticos, los cuales deban ser evaluados, para evitar daños mayores.
- Mantener un orden en el manejo de documentos oficiales, por ejemplo: planos, ordenes de cambio, protocolos de reparación, listas de verificación, entre otros.
- Tener autoridad en la obra, es decir, que sea tomado en serio independientemente de cual sea su criterio. Debido a que es el experto en el tema y el responsable de la verificación de la calidad.

Obligaciones del inspector

- Contar con los planos oficiales con las modificaciones correspondientes si fuera el caso.
- Velar por el control de calidad, para que el propietario obtenga el producto final por el que pago.
- Garantizar el cumplimiento del diseño que se encuentra en los planos.
- Realizar pruebas de laboratorio para verificar el control de calidad, si se requiere (materiales).
- Usar listas de verificación que estén validadas (sean funcionales).
- Documentar las actividades o procesos relevantes en la bitácora de la persona a cargo.
- Poseer un registro fotográfico de los procesos o problemas evidenciados.
- Determinar el rechazo o reparaciones de elementos. Dichas reparaciones deben venir con un protocolo formal de reparación.
- Realizar informes de cada inspección realizada.
- Usar el equipo de seguridad básico: casco, chaleco, zapatos de seguridad, anteojos y protección auditiva.

Autoridad

- Rechazo o aceptación de materiales, equipo, elementos finales, procesos y de reparaciones que no cumplan con los estándares.
- Dar recomendaciones de cómo mejorar o generar eficiencia en el proceso y el control de la calidad para obtener un elemento terminado con los estándares óptimos.

- Determinar de acuerdo a su criterio si alguna medida se salió de la tolerancia, para luego determinar si afecta al comportamiento del elemento estructuralmente. Las tolerancias geométricas, solo se aplica al elemento terminado.

Notación

CFIA: Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.
 PCI: Instituto del Concreto Prefabricado/Presforzado (Precast/Prestressed Concrete Intitute).
 ASTM: Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales (American Society for Testing Materials).
 AASHTO: Asociación Americana de la Autopista Estatal y de Funcionarios de Transporte (American Association of State Highway and Transportation Officials).
 ICCYC: Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto.
 ACI: Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute).
 INTECO: Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
 LANAMME: Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales.
 CSCR: Código Sísmico de Costa Rica.
 CR-2010: Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes.
 ANNIPAC: Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A.C.
 MEIC: Ministerio de Economía, Industria y Comercio.
 AWS: Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society).
 ICR: Guía del Instituto Internacional para la Reparación de Concreto (Guide for Selecting Application Methods for the Repair of Concrete Surfaces).

Siglas

A= área transversal del elemento.
 d: distancia del acero en flexión, medido desde la fibra superior en compresión hasta el centroide de la(s) sección(es) transversal(es) del acero de refuerzo.
 d_{agg} : tamaño nominal máximo de agregado grueso.
 d_b : diámetro nominal de la barra en milímetros.
 E_p = módulo de elasticidad del alambre de presfuerzo.
 f_y : esfuerzo de fluencia del acero.
 f'_c : resistencia a compresión del concreto en cilindros normados según ASTM C31 medido a los 28 días.
 f_{se} : esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo, después las pérdidas en MPa.
 L= longitud del elemento en mm.
 f_{ps} : esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión en MPa.

l_d = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas, alambres lisos y corrugados, torones de presfuerzo.

l_{ag} : Longitud de anclaje de refuerzo longitudinal.

l_{ar} : longitud de anclaje recto.

l_{dh} : longitud de desarrollo en tracción de las barras corrugadas o alambre.

l_{ext} : Longitud de extensión recta de gancho.
corrugados con gancho.

P = fuerza de tensión.

Δ = elongación debido al tensado del acero de presfuerzo.

ΔF = flecha máxima permisible.

ρ : cuantía de acero.

Reglamentación

Para temas de inspección estructural de elementos presforzados en Costa Rica, se aplican las siguientes normativas:

- Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales.
- Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes.
- Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto.
- Instituto Americano del Concreto.
- Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica.
- Código Sísmico de Costa Rica.
- Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes.
- Reglamentos técnicos de materiales del Ministerio de Economía, Industria y Comercio.
- Especificaciones de soldadura de la Sociedad Americana de la Soldadura.

Documentos típicos para una inspección

Contrato y documentos relacionados

Antes de empezar la labor de inspección, se debe conocer de forma detallada las condiciones del contrato. Debido a que en este aparecen los parámetros de cumplimiento que deba controlar la inspección, y posibles formatos para presentar reportes o algún otro documento el cuál le interese a la inspección.

Planos y especificaciones

Se obtienen los planos oficiales y los últimos modificados, para que el inspector sea capaz de verificar medidas y especificaciones estipuladas en el mismo. Además, si el inspector no fue el encargado del diseño estructural del

elemento, sería correcto obtener dicha memoria de cálculo, y analizarla, para que a la hora de controlar el proceso en campo considere todos los detalles del diseño estructural.

Por otro lado, si se tienen algunas dudas con los planos o especificaciones de los mismos, se deben aclarar con el responsable antes de iniciar la producción o fabricación de los elementos.

Diagrama de flujo de proceso de producción e inspección (lista de actividades)

Es de buena práctica presentar un proceso diagramado, para que la persona responsable de una actividad no se pierda o se salte algún paso. En el caso de los trabajadores encargados de la fabricación de los elementos, se les da un proceso para que sepan qué orden seguir. Por otro lado, en el caso de los inspectores se debe presentar el orden de inspección, para saber cuándo determinar rechazo o aceptación, y qué medidas o estudios deben tomar en cada etapa del proceso.

Certificados de calidad

Antes de iniciar la producción, el inspector debe asegurarse de que la materia prima a usar está certificada o avalada por un ente de prestigio. La cual indica que cumple con los estándares de calidad para su correcto uso.

Listas de verificación

Son listas en donde se coloca el criterio y el estándar (medida) que debe cumplir lo evaluado, para ser permitido. Además, se agrega una parte de comentarios en donde se evidencia cualquier anomalía. Por lo tanto, sirven para determinar los problemas o incumplimientos de las tolerancias correctamente, por lo que es de importancia su documentación.

Bitácora

Se podría decir que es un diario del inspector, donde anota lo que realiza cada día. Se debe anotar lo que son cambios, procedimientos y demás información que se considere como respaldo del trabajo realizado.

Ordenes de cambio

Se debe llevar un registro de los cambios que se generan a nivel estructural, arquitectónico o de procedimiento, para determinar si están considerados en el

diseño inicial o si es una práctica imprudente, y presentar orden en el control de los documentos oficiales.

Dichos cambios deben ser evidenciados por medio de registros fotográficos explicados. Posteriormente, deben ser analizados, para verificar si en realidad afectan a la calidad del elemento.

Capítulo 2. Materiales

En la presente sección se presentarán los requerimientos de los materiales para cumplir con la normativa respectiva. Por lo que estas consideraciones deberán ser tomadas por el inspector, para asegurar los resultados de las pruebas y el cumplimiento del producto final.

Concreto

Este material se caracteriza por estar formado de tres componentes por lo general, cuyos elementos son: agregados (fino y grueso), agua y cemento. Cabe destacar que debido a las condiciones de campo, algunas veces se requieren de aditivos en el concreto, y estos aditivos presentan distintas funciones, según se requiera.

El concreto es un material que se diseña, y se dosifica según las especificaciones del diseñador. Por lo tanto, una mínima variación en alguno de sus componentes generaría un concreto diferente al esperado.

Consecuentemente, se deberán tomar muestras para los ensayos comunes, según lo estipula CR-2010, en la página 445, en la tabla 552-9, como se muestra en el cuadro 1.

Cuadro 1. Frecuencia de muestreo para las pruebas más comunes en la inspección de calidad de concreto.

Material o producto	Propiedades o características	Categoría de pago	Método de prueba o especificación	Frecuencia	Lugar de muestreo
Concreto	Revenimiento	-	AASHTO T 119	1 por carga (1)	Descarga en sitio de colocación (2)
	Contenido de aire	-	AASHTO T 152 o AASHTO T 192	1 por carga (1)	Descarga en sitio de colocación (2)
	Peso unitario	-	AASHTO T 121	1 por carga (1)	Descarga en sitio de colocación (2)
	Temperatura	-	Termómetro	Primera batida	Descarga en sitio de colocación (2)
	Fabricar especímenes de prueba para esfuerzo a la compresión (3)	II	AASHTO T 23 Y T 22	1 o cada 25 m ³ , pero no menos de 1 muestra por día (4)	Descarga en sitio de colocación (2)

Notas:

- (1) De acuerdo a AASHTO T 141.
- (2) Ver sección 552.09 b 3.
- (3) Al menos 4 cilindros y transportarlos al sitio de curado en el proyecto.
- (4) El ensayo se hace con un resultado promedio de 2 cilindros del mismo lote y probado a los 28 días

Fuente: Obtenido del CR-2010 (2010, p. 445).

Del cuadro 1, se debe destacar que se usan las pruebas que propone el CR-2010 de la AASHTO o se utilizan las similares de la ASTM. Cualquiera de esas verifica la correcta calidad del concreto.

El muestreo de las pruebas de revenimiento, contenido de aire y peso unitario se deben ejecutar de acuerdo a la AASHTO T141 o a la equivalente ASTM C172. Donde, según la norma ASTM C172, se debe cumplir con los siguientes requisitos para el muestreo:

- La obtención de la muestra no debe exceder los 15 min.
- La muestra debe ser revuelta y combinada homogéneamente.
- Iniciar las pruebas mencionadas después de 5 min de obtención de la muestra.
- No obtener la muestra de la primera o última porción de descarga del lote.
- Tomar dos o más porciones cada descarga de un lote.

Los concretos presforzados son de alta resistencia o desempeño, para que soporten los esfuerzos de compresión brindados por el destensado de torones. Por lo que, según el Manual de Presfuerzo de ANNIPAC (2000, p.6), el concreto estructural de presfuerzo ronda por lo general los 350 a 500 kg/cm² de resistencia a los 28 días. Con el objetivo, que este tenga una resistencia temprana y considerable para destensar los torones. Esta resistencia depende de la cantidad de torones que tenga el elemento, porque mientras más torones posea más esfuerzo se le aplica y, por ende, necesita un f'_c mayor.

Según Méndez (2015, p.93): "...la relación agua-cemento para elementos prefabricados no debe exceder el valor máximo de 0,45 con una tolerancia permitida en la producción de $\pm 0,02$ ".

Cemento

Es el material que le genera al concreto hidráulico la adhesión de sus partículas llamados agregados, y que junto con el agua forma una pasta que se le llama agente de ligamen o enlace.

El tipo de cemento debe ser elegido para dar una resistencia y durabilidad predicha. El cemento debe cumplir con la norma ASTM C150. Además, de evaluar mezclas de concreto usando cemento, según ASTM C595, C845 o C1157 según corresponda (PCI, 1999, p. 3.1).

El cemento debe venir referenciado con un certificado del tipo de cemento, según ASTM C150. El productor del cemento deberá mantener los reportes de los resultados documentados como verificación y respaldo (PCI, 1999, p. 3.1).

En el caso de Costa Rica, se debe referenciar el tipo de concreto con el documento de Construcción, Cemento Hidráulico, Especificaciones y Requisitos realizado por INTECO (INTE C-147:2018), de acuerdo a lo postulado en la tabla 1.

Tabla 1. Equivalente entre ASTM C150 e INTE C-147.

Tipo de cemento hidráulico ASTM C150	Tipo de cemento hidráulico INTE C-147
I	I-28
I A	I-21-A
II	I-28
II A	I-21-A
II (MH)	I-21-MH
II (MH) A	I-17-MH-A
III	I-AR
III A	I-AR-A*
IV	I-17-BH
V	I-21-AS

Nota:

*Las resistencias con aire incluido son inferiores en 20% que cementos similares sin aire incluido

Fuente: Obtenido de INTE 06-11-15 (2015).

Para el control de la cantidad de componentes químicos del cemento de acuerdo con INTECO se obtiene la tabla 2.

Tabla 2. Composición de los cementos hidráulicos.

Tipo	Nombre	Tipo/Grado de sustitución	Clinker	Escoria de alto horno	Humo de sílice	Puzolanas	Caliza	Extras
I	Cemento Portland Ordinario (CPO)	Tipo 1	95-100	-	-	-	-	0-5
MP	Cemento Hidráulico con; Puzolana, Ceniza volante, Esquisto	MP/A	80-94	-	-	06-20	-	0-5
		MP/B	65-79	-	-	21-35	-	0-5
		MP/C	45-64	-	-	36-55	-	0-5
		MP/D	20-44	-	-	56-80	-	0-5
MC	Cemento Hidráulico con Caliza	MC/A	80-94	-	-	-	06-20	0-5
		MC/B	65-79	-	-	-	21-35	0-5
		MC/C	45-64	-	-	-	36-55	0-5

Tipo	Nombre	Tipo/Grado de sustitución	Clinker	Escoria de alto horno	Humo de sílice	Puzolanas	Caliza	Extras
MM	Cemento Hidráulico Modificado Mixto	MM/A	80-94	06-20				0-5
		MM/B	65-79	21-35				0-5
		MM/C	45-64	36-55				0-5
		MM/D	20-44	56-80				0-5
		MM/E	5-19	81-95				0-5
ME	Cemento Hidráulico con Escoria de Alto Horno	ME/A	80-94	06-20	-	-	-	0-5
		ME/B	65-79	21-35	-	-	-	0-5
		ME/C	45-64	36-55	-	-	-	0-5
		ME/D	20-44	56-80	-	-	-	0-5
		ME/E	5-19	81-95	-	-	-	0-5
MF	Cemento Hidráulico con Humo de Sílice	MF/A	90-94	-	06-10	-	-	0-5

Nota: Por razones de claridad en la definición, los requisitos para la composición se refieren a la suma de todos los componentes principales y minoritarios adicionales. Se sobreentiende que el cemento final es la suma de los componentes principales y minoritarios adicionales, más el sulfato de calcio y cualquier aditivo.

Fuente: Obtenido de INTE 06-11-15 (2015).

En el cuadro 2 se incorporan una serie de ejemplos que brinda INTECO, con el objetivo de poder identificar los tipos de cemento mencionados en las tablas 1 y 2.

Cuadro 2. Ejemplos según tipos de cemento.

Ejemplo	Designación
Un cemento Portland que requiere que alcance la resistencia clase 28	Tipo 1-28
Un cemento hidráulico con caliza, con un contenido entre el 6% y el 20% en masa de caliza (C), con un contenido de aire que no exceda el 6% en masa y de resistencia AR	Tipo MC/A-AR A ₁
Un cemento hidráulico mixto, conteniendo en total una cantidad de escoria granulada de horno alto (E), de ceniza volante (P) y de caliza (C) entre el 12% y el 20 % en masa y de clase resistencia 21	Tipo MM/A (E-P-C)-21

Ejemplo	Designación
Un cemento hidráulico de escoria de horno alto, que contiene entre el 21% y el 35% en masa, de clase de resistencia 25, de calor moderado de hidratación y con resistencia moderada a los sulfatos	Tipo ME/B-25-MH/MS
Un cemento Portland, de clase de resistencia AR y con una alta resistencia a los sulfatos	Tipo 1-AR-AS
Un cemento hidráulico puzolánico, que contiene entre el 21% y el 35% en masa, de clase de resistencia 25 y con baja reactividad a los álcalis	Tipo MP/B-25-BR _a
Un cemento hidráulico con humo de sílice, de clase de resistencia 28, de bajo calor de hidratación y con moderada resistencia a los sulfatos	Tipo MF/A-28-BH/MS

Fuente: Obtenido de INTE 06-11-15 (2015).

Agregados

La normativa que aplica para los agregados es la ASTM C33, para determinar la calidad de agregados finos y gruesos. Además, en Costa Rica se cuenta con una normativa nacional para controlar el uso de agregados, la norma corresponde al decreto No10854-MEIC.

Recomendaciones para la selección del agregado:

- Usar agregados con peso unitarios altos (gravedad específica) como se indica en el cuadro 3, porque indican que el agregado es de mejor calidad es decir menos poroso, y resiste bien las cargas impuestas.
- Controlar la absorción de agua del agregado, para mantener la relación agua cemento (observar el cuadro 3).
- Mantener un poco húmedo el agregado fino para evitar pérdidas de partículas por el viento, o contaminación.
- Vértices del agregado anguloso, para asegurar su buena adherencia.
- Evitar agregado con superficies planas.

Cuadro 3. Especificaciones de requerimientos de agregados.

Agregado	Gravedad específica	Absorción (%)
Fino	Mayor a 2,4	Menor a 3,0
Grueso	Mayor a 2,4	Menor a 3,7

Fuente: Obtenido de INTE 06-02-34 y 06-02-33 (2016).

1. Agregados Finos

Debe consistir en una arena de alta calidad o arena realizada de un agregado grueso (PCI, 1999, p. 3.1). Además, dicho material debe de cumplir con la norma ASTM C33 y normativa nacional del MEIC.

Si el módulo de finura varía en más de 0,20 del valor considerado en el proporcionamiento de las mezclas de concreto, el agregado fino deberá ser rechazado a no ser que se realicen los ajustes necesarios (MEIC, 1973, p.2). Por otro lado, la cantidad de material retenido en dos tamices consecutivos no debe de cambiar en más del 10% del peso total de la muestra de agregado fino (PCI, 1999, p. 3.1)

La muestra a ensayar debe ser representativa del lote a muestrear, y debe ser elegida en orden aleatorio. Además, según PCI el material que pase la malla No 100 (0,15 mm) debe estar entre 1 a 5%, para asegurar la uniformidad del concreto. Por lo consecuente se adjuntan en la tabla 3, los límites superiores e inferiores que debe tener el agregado fino por cada tamaño del tamiz, y de no ser así se debe usar otra fuente de agregado o realizar el método de la araña para asegurar uniformidad.

Tabla 3. Límites granulométricos para agregados finos.

Tamiz	Porcentajes que pasa
9,5 mm	100
N.4 (4,75)	95 a 100
N.8 (2,36 mm)	80 a 100
N.16 (1,18 mm)	50 a 85
N. 30 (0,60 mm)	25 a 60
N. 50 (0,30 mm)	10 a 30
N. 100 (0,15 mm)	2 a 10

Fuente: Obtenido de No10854-MEIC (1973, p. 2).

El módulo de finura no debe ser mayor a 3,1 ni menor a 2,3 según No10854-MEIC.

2. Agregados gruesos

Este tipo de materia prima consistirá en agregado grueso de grava, de piedra o grava quebrada o una mezcla de los materiales anteriores, este agregado es retenido en su mayoría en la malla No 4 (4,75 mm) (MEIC, 1973, p. 1). De igual forma debe cumplir con la norma ASTM C33.

Con el objetivo de evitar problemas durante el colado de concreto, y que queden lugares vacíos en el elemento por culpa del tamaño del agregado grueso, se debe cumplir con lo siguiente para elegir el tamaño máximo nominal del agregado grueso:

- 1/3 de la mínima sección de espesor del elemento.
- 2/3 del mínimo espacio libre entre barras o cualquier espacio entre aceros de refuerzo, tanto acero pasivo y activo.
- 3/4 de la mínima distancia libre de profundidad de recubrimiento.

Según PCI el agregado grueso se elige de acuerdo a propiedades del material, costo, o de un requerimiento de nivel de dureza, durabilidad, finalidad y trabajabilidad de la mezcla de concreto.

En la tabla 4, se adjuntan al igual que el agregado fino, los límites inferiores y superiores del agregado grueso. Con el fin de obtener un agregado con tamaños nominales adecuados, de manera que brinden uniformidad en toda la mezcla del concreto.

Tabla 4. Requisitos granulométricos para agregados gruesos.

Tipo de piedra	Tamaño Nominal de tamices	Porcentajes por peso que pasan los diferentes tamices									
		75 mm	63 mm	50 mm	37,5 mm	25 mm	19 mm	12,5 mm	9,5 mm	N° 4 (4,75 mm)	N° 8 (2,36 mm)
1ª	63 a 37,5 mm	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15		0 a 5				
2ª	50 a 4,75 mm (N°4)		100	95 a 100		35 a 70		10 a 30		0 a 5	
3ª	37,5 a 4,75 mm (N°4)			100	95 a 100		35 a 70		10 a 30	0 a 5	
4ª	25 a 4,75 mm (N°4)				100	95 a 100		25 a 60		0 a 10	0 a 5
Cuartilla	19 a 4,75 mm (N°4)					100	90 a 100		20 a 55	0 a 10	0 a 5
5ª	12,5 a 4,75 mm (N°4)						100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5
Quitilla	9,5 a 2,36 mm (N°8)							100	85 a 100	10 a 30	0 a 10

Fuente: Obtenido de No10854-MEIC (1973, p. 5.).

Agua

El agua se debe controlar, ya que esta posee distintas sustancias químicas que afectan la calidad del concreto. Causando distintos tipos de problemas, y hasta daño al acero de refuerzo provocando su corrosión.

Si el agua es municipal debe estar probada cada año. El agua no debe exceder los siguientes límites de concentración de la tabla 5.

Tabla 5. Límites químicos para definir un agua no potable.

Sustancias	Máxima concentración en ppm	Método ASTM (a)
Dióxido de Carbono Soluble	600	D513
Calcio más magnesio	400	D511
Cloruro, como CT	500	D512
Hierro	20	(b)
Fosfato	100	D4327
Boro y boratos	100	D3082
Alcalinos	600	D4191 y D4192
Sedimento o partículas suspendidas	2000	(b)
Grado de acidez o basicidad	De 6 a 8	D1067
Sólidos disueltos	2000	(b)
Azúcares y aceites	No detectable	(b)

Notas:

- (a) Aplican otros métodos como los de EPA o esos usados por compañías que realizan pruebas de agua, que son generalmente aceptados.
- (b) No hay un método ASTM aplicable.

Fuente: Obtenido de PCI (1999, p. 3.3).

Muchas de estas impurezas son dañinas debido a que causan: eflorescencia, satinado, incrementar el cambio de volumen, reducir la durabilidad del concreto (tema de mayor afectación) y, algunas veces la resistencia (muy poco impacta a la resistencia), según PCI (1999, p.32) en el del documento Manual para el control de

calidad para plantas y producción de productos de concreto presforzado estructural. Además, se indica que uno de los iones dañinos para la mezcla y comunes son los de Cloruro.

También se usa la norma ASTM C1602, como método para analizar el agua, y determinar que sea apta para el uso de la misma en mezclas de concreto.

Aditivos

Material molido o mezclado en cantidades limitadas con un cemento hidráulico durante su manufactura, ya sea como adición de proceso si se utiliza como ayuda en la fabricación o manejo del cemento, o como una función adicional que modifica el concreto (producto final) (RTCR 383, 2004).

Según PCI, recomienda realizar una prueba al concreto en la cual se le agregue el aditivo que se quiera usar para definir un programa de mezclado. Donde, posteriormente, se demuestre que el concreto presenta un correcto revenimiento, trabajabilidad, contenido de aire, acabado y resistencia. De igual forma se encuentra la dosificación ideal para una cierta medida establecida.

Se contempla que el aditivo o cualquier otro componente que se desee implementar en el concreto, no debe exceder el 5% del peso del cemento a usar, y el producto se respalda por el fabricante, con su respectiva norma (Lezing, 2017).

Existen gran variedad de aditivos, según sea la función que se requiera. Algunos de ellos son:

- Incluidores de aire usar la norma ASTM C260.
- Reductores de agua, retardantes, o aceleradores se rigen con la norma ASTM C494.
- Superplastificantes usar ASTM C1017 o ASTM C494.
- Minerales fino o puzolanas usar la norma ASTM C618.

Es de preeminencia saber que para estructuras con acero presforzado, no se deben usar aditivos que contengan cloruro de calcio o iones de cloruro. Debido a que, causan corrosión en el acero de presfuerzo. (PCI, 1999, p. 3.4).

Acero de refuerzo

El concreto es un material que es usado para resistir fuerzas axiales de compresión. Este cuando es sometido a fuerzas que provocan la flexión del mismo, se requiere del acero porque el concreto es ineficiente para soportar flexión. De igual forma que los materiales del concreto, estos aceros deben estar certificados, según las normas correspondientes.

Según el CSCR (2010, p.8/2), el acero de refuerzo debe cumplir con la norma ASTM A706. Además, se permite usar acero ASTM A615 de grado 40 y grado 60 si:

- El esfuerzo real de cedencia no sobrepasa el esfuerzo especificado en más de 1250 kg/cm².
- La relación de la resistencia ultima en tracción al esfuerzo de cedencia real

no es inferior a 1,25.

Las barras de acero deben estar etiquetadas o identificadas de acuerdo a la figura 1, y con respecto al reglamento RTCR 452-2011:

- Letra o símbolo del productor del acero.
- Número de varilla, que representa su diámetro en pulgadas al dividir ese número entre ocho. Los números de varillas comunes van desde la #2 hasta la #18.
- Símbolo del tipo de acero. En donde una “S” representa una varilla de la norma ASTM A615, y una “W” para varilla de la norma ASTM A706.
- Un número o designación del esfuerzo de fluencia del acero (grado) que cuyo número se encuentra en unidades de ksi. Para aceros de grado 40 no llevan este número o designación, pero para varillas de grado 60 llevan el número (60) o simplemente una línea longitudinal en al menos 5 espacios en el centro de la barra.

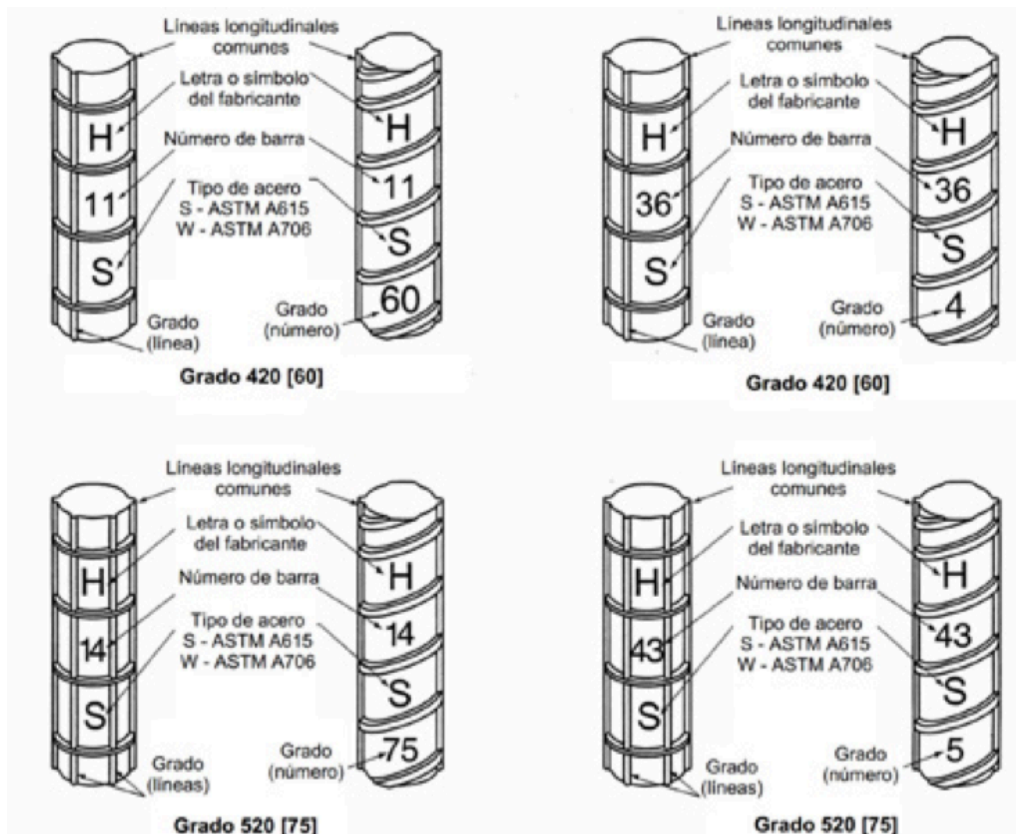


Figura 1. Etiquetado de barras de acero.
Fuente: Obtenido de Lanamme (2016, p. 5).

Acero corrugado

De acuerdo a la Ficha Técnica de aceros de Lanamme (2016, p.8), “este tipo de acero se usa para elementos estructurales sismoresistentes, que tengan ductilidad local óptima. Además, de refuerzos transversales de muro y elementos que lo requiera para ductilidad local moderada”.

Según ASTM A615 las barras de acero corrugado deben cumplir con las siguientes particularidades:

- Solamente existen cuatro grados mínimos de límite elástico para este acero: 40 ksi (280 MPa), 60 ksi (420 MPa), 75 ksi (520 MPa) y 80 ksi (550 MPa).
- No fue hecho para ser soldado. Sin embargo, si se requiere soldar se consulta el AWS D1.4/D1.4M de la Sociedad Americana de la Soldadura.
- Si se consultan sus componentes químicos, usar la presente norma.
- En las tablas 6 y 7, se observan las elongaciones y diámetros de doblado respectivamente, para cada varilla, según su grado.
- Si el acero no tiene un límite elástico definido referirse a la norma A370 para calcularlo.

Tabla 6. Elongaciones y resistencias de los aceros A615.

	Grado (ksi)				
	40	60	75	80	100
Esfuerzo último (ksi)	60	90	100	105	115
Esfuerzo de fluencia (ksi)	40	60	75	80	100
Relación del esfuerzo último entre el esfuerzo de fluencia	1,71	1,48	1,33	1,32	1,14
Número de la barra	Elongación en 200 metros, porcentaje mínimo				
#3	11	9	7	7	7
#4, #5	12	9	7	7	7
#6	12	9	7	7	7
#7, #8	-	8	7	7	7
#9, #10, #11	-	7	6	6	6
#14, #18, #20	-	7	6	6	6

Fuente: Obtenido de ASTM A615 (2018).

Los diámetros de doblado de la tabla 7 son a 180 grados, menos los de las varillas #14, #18 y #20 que son a 90 grados. Cabe destacar que con dichos doblados las varillas no se deben de fisurar.

Tabla 7. Diámetros de doblado sin fisuras de aceros A615.

Número de la barra	Diámetro del mandril de doblado			
	Grado 40	Grado 60	Grado 80	Grado 100
#3, #4, #5	3,5 db	3,5 db	5 db	5 db
#6, #7, #8	5 db	5 db	5 db	5 db
#9, #10, #11	-	7 db	7 db	7 db
#14, #18	-	9 db	9 db	9 db
#20	-	10 db	10 db	-

Fuente: Obtenido de ASTM A615 (2018).

Actualmente, los acero de A615 solamente se comercializan en Costa Rica los grados 40 y 60. Sin embargo, usar otro grado importado no quiere decir que esté incorrecto, siempre y cuando cumpla con los requisitos de la norma.

Acero de baja relajación

Este tipo de acero se rige por la norma ASTM A706. Según la Ficha Técnica de aceros de la Lanamme (2016, p.8), “este tipo de aceros se usa para estructuras que formen parte de sistemas sismoresistentes y requieran ductilidad local moderada y óptima, y aros o ganchos de cualquier elemento estructural”.

La norma A706, brinda una serie de características para identificar este tipo de acero:

- Solamente existen dos grados mínimos de límite elástico para este acero: grado 60 (420 MPa) y grado 80 (550 MPa).
- Sus propiedades químicas son controladas para permitir la soldadura. Para mayor información se debe acatar la última versión del AWS D1.4/D1.4M del Instituto Americano de Soldadura.
- Sus corrugaciones brindan un anclaje mecánico adecuado para adherirse al concreto.
- Las elongaciones y diámetros de doblado deben cumplir con las tablas 8 y 9, respectivamente, según el grado de la varilla.
- Diámetros de doblado de las varillas son a 180 grados y sin fisurarse.

Tabla 8. Elongaciones y resistencias de los aceros A706.

	Grados (ksi)	
	60	80
Esfuerzo de último (ksi)	80	80
Esfuerzo de fluencia (ksi)	60	100
Esfuerzo de fluencia máximo (ksi)	78	98

	Grados (ksi)	
	60	80
Relación del esfuerzo último entre el de fluencia	1,31	1,25
Número de la barra	Elongación en 200 m, porcentaje mínimo	
#3, #4, #5, #6	14	12
#7,25 #8, #9, #10, #11	12	12
#14, #18	10	10

Fuente: Obtenido de ASTM 706 (2016).

Tabla 9. Diámetros de doblado sin fisuras de aceros A706.

Número de la barra	Diámetro del mandril de doblado a 180 grados	
	Grado 60	Grado 80
#3, #4, #5	3 d _b	3,5 d _b
#6, #7, #8	4 d _b	5 d _b
#9, #10, #11	6 d _b	7 d _b
#14, #18	8 d _b	9 d _b

Fuente: Obtenido de ASTM A706 (2016).

Acero de presfuerzo

Dicho refuerzo es un acero que es liso, es cual posee grandes capacidades para transmitir esfuerzos, es decir presenta una resistencia mínima a la fluencia muy superior a los aceros pasivos. Este tipo de claves son llamados tendones, y están entrelazados (torones). Los torones se conforman por distintas cantidades de alambres (de diámetro por lo general de 3/8" y de 3 0 7 unidades entrelazados), como se muestra en la figura 2.



Figura 2. Configuraciones de torones.
Fuente: Obtenido de Méndez (2015, p.71).

Existen dos tipos de aceros para presfuerzo, los que son usados para pretensado, y los de postensado. Cada uno con sus respectivas normas que lo

regulan.

Según Méndez (2015, p.73), los torones se acompañan de ciertos documentos que respaldan el producto, y estos son:

- nombre del fabricante,
- diámetro del torón,
- grado.
- número de colada,
- certificado de cumplimiento de la adherencia mínima, usando la prueba de Asociación Nacional de Fabricantes de Alambres,
- certificados que demuestren el módulo de elasticidad, sección transversal real del torón y elongaciones calculadas con la tensión de fluencia,
- y, otros informes: de composición química, requisitos especiales de inspección, curva de carga vs alargamiento.

Acero de presfuerzo de pretensado de 7 hilos

Este tipo de acero de presfuerzo se regula por las normas ASTM A416 y A882.

Según la normativa de A416 (torones), el acero debe tener las siguientes características:

- Esta especificación cubre dos aceros de pretensado de baja relajación como lo son, el grado 250 (1725 MPa) y el grado 270 (1860 Mpa), con respecto al área nominal de la hebra.
- Pruebas para propiedades mecánicas se debe aplicar A1061.
- La resistencia de ruptura del torón de acuerdo a su diámetro se observa en la tabla 10.
- La mínima tensión de fluencia se toma como el 90% de la resistencia a ruptura del torón.
- La elongación total no debe ser menor del 3,5% bajo la carga total, utilizando una longitud no menor de 600 mm.
- Se usan para postensión no adherida los de grado 270, con un poco de grasa en el ducto para evitar su adherencia.

Tabla 10. Propiedades de los distintos aceros de presfuerzo según A416.

Diámetros nominales de los alambres (mm)	Fuerza última (ton)	Área de los alambres (mm ²)	Fuerza de fluencia (ton)
Grado 250			
6,4	4,01	23	3,61
7,9	6,42	37	5,78
9,5	8,93	52	8,04
11,1	12,04	69,7	10,84
12,7	16,06	92,9	14,45
15,2	24,09	139	21,68

Diámetros nominales de los alambres (mm)	Fuerza última (ton)	Área de los alambres (mm ²)	Fuerza de fluencia (ton)
Grado 270			
9,5	10,24	55	9,22
11,1	13,85	74,2	12,47
12,7	18,47	98,7	16,62
13,2	20,07	108	18,06
14,3	23,08	124	20,77
15,2	26,19	140	23,57
15,7	28	150	25,20
17,8	35,43	190	31,89

Fuente: Obtenido de ASTM A416 (2018, p. 2).

De los requisitos anteriores, si alguno de los certificados del productor no cumple con lo estipulado en la tabla 10, es motivo de rechazo.

La norma ASTM A822 es la que regula el recubrimiento del acero pretensado con epóxico. Por lo consecuente, propone las siguientes características:

- No aplica para mitigar los medios corrosivos que dañan al acero.
- Esta norma cubre la A416 para los aceros que esta contempla, como se observó en la tabla 10.
- El fabricante certificado por esta norma, es el encargado de aplicar el recubrimiento.
- Se dejan sin rellenar las cavidades solo por una petición especial del comprador.
- El torón debe estar libre de contaminantes como aceite grasa o pintura, para aplicar el epóxico.
- Recubrimiento debe ser de composición orgánica, excepto el pigmento o grano que puede ser inorgánico.
- El material del parcheo debe ser compatible con el de recubrimiento.
- Si se solicita el comprador una certificación de un lote producido, debe dársele la siguiente información: identificación del lote de recubrimiento, material, cantidad representada, fecha de fabricación, nombre y dirección del fabricante, un documento formal que indique los cumplimientos del material con la sección A 1.1 de la norma A822, y una declaración de uniformidad de material de cada lote.
- El gato que aplica la tensión debe tener como precisión un $\pm 2\%$.

Acero de presfuerzo para postensado

Este acero está regulado por las normas ASTM A421 y A722. Por lo tanto, se enlistarán los requisitos que establece cada norma para el uso de acero de postensión.

Según la norma A421 (alambre), que cubre aceros con alto contenido de

carbono liberados de tensión. Establece los siguientes parámetros para su uso:

- Cubre 2 tipos de alambres: tipo “BA” que es usado para deformaciones causados por fríos extremos, en donde se usa el acero para fines de anclaje, y el “WA” cuando el extremo del cable está anclado por cuñas y no existen deformación por el frío extremo.
- Se establece un requisito adicional solo cuando el comprador lo requiera. En este requisito es a una prueba de relajación como lo considera la norma.
- Certificados de aprobación del material por parte del productor y un reporte de prueba de carga.
- La capacidad de tensado del elemento debe cumplir con la tabla 11.
- El alargamiento total del torón bajo la prueba de tensión no debe ser menor a 2% en 10 ft.
- El alambre debe estar libre de torceduras.
- La división no se considerará rechazo, siempre y cuando el botón de anclaje logre desarrollar la resistencia a tracción mínima.
- El alambre se suministra en bobinas firmemente atadas con un diámetro mínimo de 48”. Y la bobina debe ser continua en toda su longitud.
- No se permiten soldaduras o uniones, tampoco que el cable este engrasado.
- Oxidación leve se permite. Siempre y cuando no tenga hoyos el cable.

Tabla 11. Capacidad de tensado.

Diámetro del alambre (mm)	Fuerza de tensión (MPa)	
	Tipo BA	Tipo WA
4,88	-	1725
4,98	1655	1725
6,35	1655	1655
7,01	1620	1620

Fuente: Obtenido de ASTM A421(2015, p. 2).

Según la norma A722 (barras), regula lo que son las barras de acero de alta resistencia para concreto presforzado. Se estipulan los siguientes requerimientos:

- Cubre a las barras de acero de alta resistencia “Tipo I” y “Tipo II” para construcción con hormigón postensado o anclajes de suelo postensados.
- Estas barras presentan una resistencia a la tracción mínima de 1035 Mpa.
- Barras “Tipo I” tienen una superficie plana y las “Tipo II” posee deformaciones superficiales.
- Aplica prueba de relajación cuando lo requiera el comprador.
- Tamaños y dimensiones estándar de las barras Tipo I y II, se observa en los anexos 3 y 4 respectivamente.
- El límite elástico mínimo de las barras Tipo I y Tipo II será del 85% y 80%, respectivamente, de la resistencia mínima a la tracción de las barras.
- La longitud de alargamiento mínimo después de la ruptura, debe ser de 4%

- o 7%, para una longitud de 10 o 20 bares de diámetro respectivamente.
- Las deformaciones espaciadas uniformes para las barras “Tipo II” deben cumplir con el anexo 5, y no deben exceder las 7/10 partes de diámetro nominal.
- Los diámetros de doblado deben de cumplir con la tabla 12, y son realizados a 135 grados.

Tabla 12. Diámetro doblado a 135 grados según A722.

Diámetro de la barra (mm)	Diámetro del mandril de doblado para 135 grados
15	6 d _b
20	6 d _b
26	6 d _b
32	8 d _b
36	8 d _b
46	10 d _b
65	10 d _b
75	12 d _b

Fuente: Obtenido de ASTM A722 (2018, p.4).

Especificaciones dadas por PCI (1999, p.3.9) para tendones postensados no adheridos: “los anclajes deben desarrollar el 95% del esfuerzo último mínimo del acero de presfuerzo y la mínima elongación en el ensamblaje del anclaje no debe ser menor de 2% en una longitud de 10 ft”. Pero si se realiza una prueba de alargamiento en una longitud menor de 10 ft, no es motivo de rechazo del elemento.

Especificaciones para tendones postensados adheridos el PCI (1999, p. 3.9) estipula lo siguiente: “los anclajes deben desarrollar el 95% del esfuerzo último mínimo del acero de presfuerzo, la longitud de adherencia debe ser calculada probando toda la longitud del tendón, y si el anclaje en el estado de no adherido desarrolla el 100% de la fuerza mínima especificada, no necesita ser probado en el estado de adherido”.

Protección para la corrosión

Para evitar la corrosión en el acero se deben tomar en cuenta que el material cumpla con las siguientes normas o especificaciones:

- Tienda de pintura de imprimación FS-TT-P-645 o 644, o SSPC Pintura 25 (PCI, 1999, p. 3.13).
- Pintura rica en Zinc (95% de Zinc puro en película seca) – FS-TT-P-641, Tipo II o DOD-P-21035, curado propio, un componente, revestimiento orgánico de sacrificio y SSPC Pintura 20 (PCI, 1999, p. 3.13).
- Enchapado o metalizado de zinc por ASTM B633 (PCI, 1999, p. 3.13).
- Enchapado de Cadmio por ASTM B766: es muy eficiente, y sirve para estar

embebido en el concreto. Soporta la humedad e incluso la presencia del cloruro. Protege orificios en el acero. (PCI, 1999, p. 3.13).

- Galvanizado en caliente por ASTM A123 o A153: tener cuidado al usar técnicas de galvanizado en frío, porque reduce la ductilidad del acero, es decir se vuelve frágil (PCI, 1999, p. 3.13).
- Acero inoxidable: las series de 300 del acero inoxidable son susceptibles a temperaturas mayores de 60 °C y soluciones de cloruro. Es una buena opción contra la corrosión, pero tener cuidado con el calor de soldadura de este acero que puede reventar el concreto (PCI, 1999, p. 3.13).
- Recubrimiento epóxico.
- Otros que estén validados y probados para el uso respectivo.

De acuerdo al CR-2010, para el acero de presfuerzo antes de pintar se debe dejar limpio (libre de cualquier suciedad) las barras, torones o tendones. Para luego aplicar correctamente la pintura. Por otro lado, se recomienda el CR-2010, para pintura de la norma FSS-TT-P-641". Aplicar una capa gruesa a la superficie que cubrirá el concreto, y para la superficie que no se cubre con concreto aplicar 2 capas" (p.451).

Soldadura acero estructural

Para que una soldadura cumpla en Costa Rica, se apega a lo que dicta la tabla 13 y lo que establece la AWS D1.8 (evaluación del contenido de hidrógeno).

Tabla 13. Propiedades mecánicas para material de aporte en soldaduras del sistema sismo-resistente.

Propiedades	Clasificación del material de aporte	
	Grado 70	Grado 80
Esfuerzo de fluencia (ksi)	58 mín	68 mín
Esfuerzo de último (ksi)	70 mín	80 mín
Elongación (%)	22 mín	19 mín
Tenacidad de Charpy	240 lb-in (mín) a 18 °C	

Fuente: Obtenido de CSCR (2010, p. 10/5).

Según el CSCR (2010, p. 10/5) "para verificar las propiedades de la tabla 13, se es necesario que el productor de los electrodos pruebe con un certificado lo anterior. Por lo consecuente, no se requieren realizarles pruebas de laboratorio al menos que el inspector lo pida". Para soldaduras críticas se cumple con las mismas propiedades de la tabla 13, a excepción de la tenacidad de Charpy que debe ser de 480 lb-in (mínimo) a 18 °C.

Los documentos que brinda el productor al comprador, para validar su material

son:

- Certificados de conformidad de los electrodos.
- Resultados de los ensayos realizados.

Si se usa alguno de los electrodos de la tabla 14, no es necesarios ejecutar pruebas de los mismos, y solo bastará con el certificado de conformidad de los electrodos por parte del productor.

Tabla 14. Electrodo eximidos de ensayos especiales.

Proceso de soldadura	Tipo de electrodo
Soldadura por arco	E7018
	E7018-X
	E7018-CL3
Soldadura con gas de protección	Electrodos sólidos
	Electrodos compuestos

Fuente: Obtenido de CSCR (2010, 10/6).

Para garantizar la uniformidad del material de aporte utilizado en las soldaduras críticas por demanda, todos los electrodos deben ser del mismo fabricante y proveedor. No se permite el uso de electrodos distintos en una misma soldadura (CSCR, 2010, 10/7).

En el anexo 6 se brindan todos los tipos de electrodos con sus respectivas normas que los regulan, para crear la aceptabilidad. Además, se presentan en los anexos 7 y 8, tipos de soldadura satisfactoria, en lo que respecta a la soldadura de arco en vástagos y soldadura filete.

Soldadura acero de refuerzo

Si bien se sabe muchas de las varillas de refuerzo, no son aptas para la soldadura, como lo son los aceros de las normas ASTM A615, A616 y A617. Pero si se sigue un proceso llamado de precalentamiento, se realiza esta actividad. Por otro lado, la norma ASTM A706, si incluye la capacidad de soldar un acero de refuerzo.

De igual forma, como lo establece el CSCR, se deben seguir los procedimientos, como son establecidos en el mismo documento, para soldaduras sismo-resistentes.

Cuando las varillas de acero de refuerzo se doblan, se vuelven sensibles al calor producido por la soldadura. Este calor causa cristalización y pérdida de ductilidad en el área del doblado. Las

varillas de refuerzo no se sueldan a menos de dos diámetros de la barra del punto de tangencia de un doblado en frío, como se muestra en la figura 3. La experiencia del PCI indica que una distancia al punto de tangencia de 5 cm es mejor que los dos diámetros que comúnmente se usan en las plantas de prefabricados de los EUA. (Méndez, 2015, p. 213)

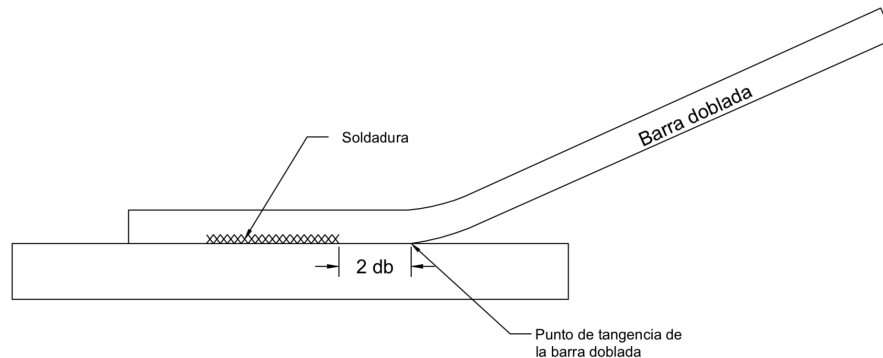


Figura 3. Soldadura respecto al diámetro de dobles de las varillas corrugadas.

Fuente: Obtenido de Méndez (2015, p. 213).

Las varillas de acero, son menos aptas para ser soldadas por su contenido de carbón equivalente. En la figura 4 se nota como la zona 1 es apta para soldar y la zona 3 es la menos apta, debido a la gran concentración de CE (carbón equivalente).

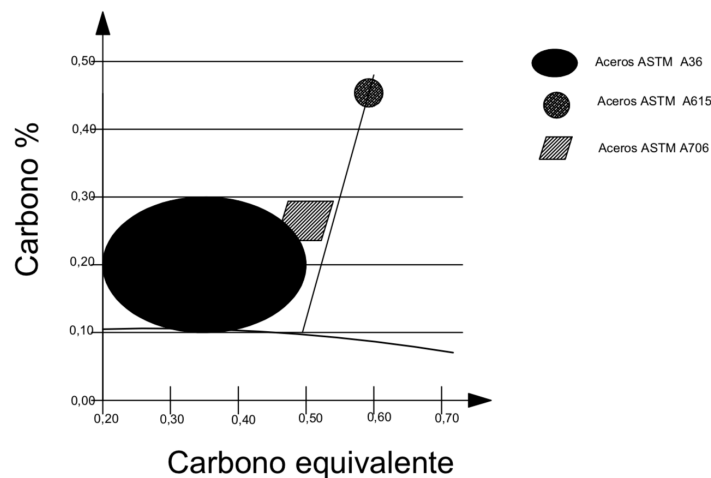


Figura 4. Contenido de carbón equivalente en varillas corrugadas.

Fuente: Obtenido de Méndez (2015, p. 213).

De acuerdo el PCI, se establece un procedimiento para realizar soldaduras de varillas corrugadas no aptas para este proceso, en caso que se requiera:

- El procedimiento lo debe verificar ingenieros competentes en el área. Además, la soldadura debe hacerse de acuerdo a la soldabilidad del acero a usar (figura 4).
- Procedimiento de acuerdo a AWS D1.4.
- Determinar el CE y requerimientos precalentamiento del acero de acuerdo a composición química.
- Si se desconoce la composición química del acero, según Méndez (2015) usar: varillas #6 o menores precalentamiento de 150 °C, mayores o iguales de #7 precalentamiento de 200°C, y para varillas que cumplan A706 usar tabla 15.

Tabla 15. Temperatura mínima de precalentamiento de NMX-H-121-1988.

Límite de carbono equivalente, en porcentaje	Número de la varilla	Soldadura por arco con electrodo metálico recubierto, con electrodos de bajo hidrógeno; soldadura por arco con alambre continuó protegido con gas; o soldadura de arco con electrodo tubular continuó
0,40 máx	Hasta 11	No requiere
	Mayores de 11	10°C
De 0,41 hasta 0,45	Hasta 11	No requiere
	Mayores de 11	38 °C
De 0,46 hasta 0,55	Hasta 6	No requiere
	De 7 a 11	10°C
	Mayores de 11	93°C
De 0,56 hasta 0,65	Hasta 6	38°C
	De 7 hasta la 11	93°C
	Mayores de 11	149°C
De 0,66 hasta 0,75	Hasta la 6	149°C
	De 7 y mayores	204°C
Mayores de 0,75	Todas	260°C

Fuente: Obtenido de Méndez (2015, p. 217).

Capítulo 3. Equipo básico para plantas

Para realizar un proceso de tensado adecuado se debe tener en mente la siguiente maquinaria básica, que se evidencia en la figura 5.

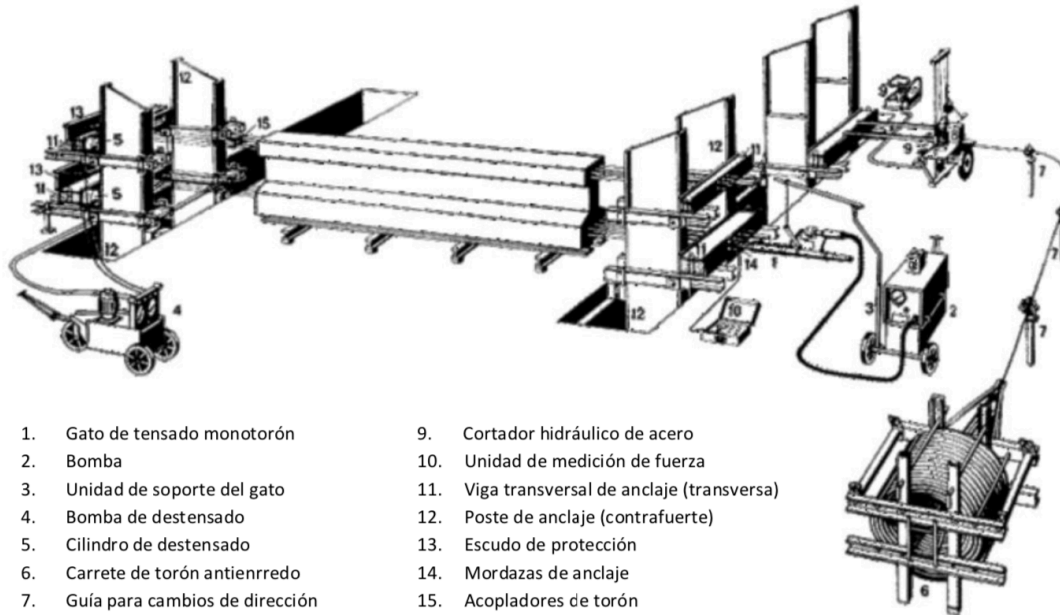


Figura 5. Dispositivos para realizar una tensión de torones.

Fuente: Obtenido de Méndez (2015).

Como se aprecia, es un proceso el cual involucra bastantes dispositivos que podrían ser regulados, para obtener un espécimen final de calidad. Por lo tanto, lo importante con respecto a la maquinaria es controlar que el gato aplique la adecuada fuerza de tensión. Esta medición se efectúa a través de un manómetro, dinamómetro o celda de carga. Por otro lado, la elongación se mide con una regla, flexómetro, o algún instrumento capaz de dar el dato adecuado.

Según Méndez (2015), se contempla la siguiente tolerancia en la fuerza de tensión dada por el gato hidráulico: “la fuerza aplicada debe estar entre los $\pm 5\%$ de la fuerza de diseño, la elongación debe estar dentro del $\pm 5\%$ de la calculada, y la desviación o diferencia de la fuerza aplicada y la desviación de la elongación medida no debe presentar una separación mayor a 5 puntos porcentuales” (p. 132).

Para realizar el proceso de colocación de elementos pretensados, se usan los siguientes equipos, según Méndez (2015, p.224):

- Grúas dependiendo del alcance del proyecto, como, por ejemplo: porticas, corredoras, monorriel, móvil, pescante, lanzadora de traveses y demás.

- Estrobo (ojales): que son anclajes para levantar el elemento. Dichos anclajes van posicionados en el elemento desde la colada, y tienen que ser de un acero resistente, para soportar el peso del mismo.
- Grilletes y diferenciales, que son ganchos que se acoplan al estrobo para levantar el elemento.
- Barreta para acomodar el elemento (pequeños ajustes).
- Polipastos: son sistemas de poleas, pero generalmente son problemáticos porque su uso es muy limitado.

Capítulo 4. Concreto presforzado

Se detallarán los aspectos a inspeccionar de acuerdo a especificaciones técnicas y tolerancias, para el concreto presforzado. Con el objetivo de brindar un producto de calidad y poder estandarizar los procesos de producción.

Armaduras

En esta sección se incluirán los detalles tanto para acero pasivo y acero presforzado.

De acuerdo a Méndez (2015): “Las varillas de refuerzo deben verificarse visualmente si hay corrosión y daños, se debe calcular el carbón equivalente si van a ser soldadas” (p.197), y la corrosión leve en estas es aceptable porque ayuda la adherencia al concreto (ver cuadro 3). Por otro lado, Méndez (2015, p.197) menciona que: “El acero de presfuerzo debe inspeccionarse visualmente ante cualquier corrosión, contaminación, daños, tamaños y etiquetados que no sean los adecuados”, y en este caso en el acero de presfuerzo debe estar casi limpio (se admite muy poca oxidación), porque en este caso una mínima contaminación del mismo provocaría disminución de su desempeño, durabilidad o adherencia, si es adherido (el cuadro 4 brinda una guía fotográfica cómo evaluar la oxidación).

Tomando en cuenta lo que estipula el CR-2010 para el acero de presfuerzo “No se debe usar acero de refuerzo que haya sufrido algún daño o este picado” (p. 446). Para el acero convencional (varillas corrugadas), se debe tener en cuenta que no deben estar doblas y luego enderezarlas, además, según IMCYC (2007) “agrietamiento, deflexiones, corrosión e inclusive fallas” (p.123) son motivo de rechazo.

De acuerdo a PCI se considera necesario, establecer un recubrimiento para proteger los aceros, de los factores ambientales externos. Así proporcionar la durabilidad adecuada del acero y su buen desempeño.

El CSCR (2010) “Los elementos estructurales de concreto deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del ACI 318-08 referente a Estructuras sismo resistentes, que es sustituido por este capítulo” (p. 8/1).

Detalles constructivos

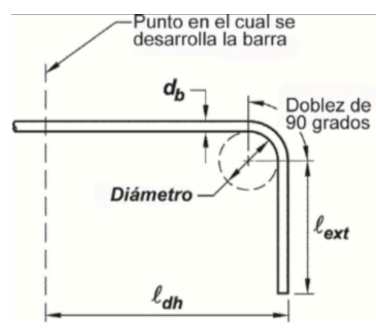
1.Dobalado para ganchos estándar

De acuerdo al ACI 318SR-14, lo ganchos estándar deben cumplir con los siguientes requisitos:

- “Se debe cumplir el diámetro mínimo de doblado, ya que es la capacidad del acero de doblarse sin romperse, y la prevención del aplastamiento del concreto del dobléz” (ACI 318SR-14, 2014, p. 436).
- “La extensión del gancho recta (l_{ext}) debe ser mayor o igual a la especificada” (ACI 318SR-14, 2014, p. 437).
- “Gancho sísmico debe tener un dobléz mínimo de 90 grados, para estribos cerrados de confinamiento circulares, y de 135 grados para los demás estribos cerrados de confinamiento” (ACI 318SR-14, 2014, p. 438).
- “En el gancho sísmico debe abrazar el refuerzo longitudinal y la extensión debe proyectarse hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento” (ACI 318SR-14, 2014, p. 438).
- “Todo refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el profesional facultado para diseñar permita otra cosa” (ACI 318, 2008, p.92).
- “Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede doblarse en la obra, excepto cuando así los indique los planos de diseño o el profesional facultado para diseñar” (ACI, 2008, p.92).

De la siguiente manera según el ACI, se cumple con los diámetros de doblado y longitudes de extensión del gancho, mostradas en la tabla 16.

Tabla 16. Diámetros de doblado y l_{ext} para barras corrugadas.

Tipo de gancho estándar	Número de varilla	Diámetro interior mínimo de doblado (mm)	Extensión recta (mm)	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	De la #3 a la #8	$6 d_b$	$12 d_b$	
	De las #9 a la #11	$8 d_b$		
	De la #14 a la #18	$10 d_b$		

Tipo de gancho estándar	Número de varilla	Diámetro interior mínimo de doblado (mm)	Extensión recta (mm)	Tipo de gancho estándar
Gancho de 180 grados	De la #3 a la #8	$6 d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	De las #9 a la #11	$8 d_b$		
	De la #14 a la #18	$10 d_b$		

Fuente: Obtenido de ACI 318 (2014, p.436).

Posición y recubrimiento

Se vela de una adecuada configuración de posicionamiento de la armadura, que sea similar a los planos o al diseño contemplado. Ya que, cambios abruptos en el posicionamiento podría afectar: resistencia del elemento, geometría final, generar planos de falla, una mala adherencia del torón, y un recubrimiento inadecuado, que podría exponer o sobre proteger al acero.

De la siguiente manera se evidencian los recubrimientos que presentan los aceros no presforzados y presforzados, en las tablas 17, 18 y 19, según sea su tipo de acero y su uso.

Tabla 17. Recubrimiento para el concreto no presforzado

Casos	Recubrimiento del concreto (mm)
a-) Concreto colocado en el suelo y expuesto permanentemente a él	75
b-) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie	40 (Barras #5 o menores)
	50 (barras #6 o mayores)
c-) Concreto no expuesto a la intemperie ni al contacto del suelo	
•Losas, muros, viguetas	
Barras #11 o menores	20
Barras #14 y #18	40
•Vigas columna (armaduras principales, aros, espirales)	40
•Cáscaras y placas plegadas	
Barras #5 o menores	20
Barras #6 o mayores	13

Fuente: Obtenido de ACI 318 (2008, p.96).

Tabla 18. Recubrimiento para el concreto presforzado, realizado en sitio.

Casos	Recubrimiento del concreto (mm)
a-) Concreto colocado en el suelo y expuesto permanentemente a él	75
b-) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie	25 (paneles de muros, losas o viguetas)
	40 (otros elementos)
c-) Concreto no expuesto a la intemperie ni al contacto del suelo	
•Losas, muros, viguetas	20
•Vigas columna	40 (refuerzo principal) y 20 (estribos y espirales)
•Cáscaras y placas plegadas	
Barras #6, alambre MW200, MD200 o menores	10
Otros refuerzos	d_b (pero no menos de 20 mm)

Fuente: Obtenido de ACI 318 (2008, p.96).

Tabla 19. Recubrimiento para concreto prefabricado realizado bajo control de planta.

Casos	Recubrimiento del concreto (mm)
a-) Concreto colocado en el suelo y expuesto permanentemente a él	
Barras #14 y #18, tendones de presfuerzo mayores a 40 mm de diámetro	40
Barras #11 y menores, tendones de presforzado de 40 mm de diámetro o menores, alambres MW200 o MD200 y menores	20
Otros elementos	50 (Barras #14 y #18, tendones de presfuerzo mayores a 40 mm de diámetro)
	40 (Barras #6 al #11, tendones de presfuerzo mayores de 16 mm de diámetro hasta 40 mm de diámetro)
	30 (Barras #5 y menores, tendones de presfuerzo mayores a 16 mm de diámetro y menores, alambres MW200 o MD 200 y menores)
b-) Concreto no expuesto a la intemperie ni al contacto del suelo	
Losas, muros y viguetas	30 (Barras #14 y #18, tendones de presfuerzo mayores a 40 mm de diámetro)
	20 (tendones de presfuerzo de 40 mm de diámetro y menores)
	16 (barras #11 y menores, alambre MW200 o MD200 y menores)
Vigas columna	d_b (refuerzo principal pero dentro del rango de 16 a 40 mm)
	10 (Estribos y espirales)
Cáscaras y losas plegadas	20 (tendones de presforzado)
	16 (barras #6 y mayores)
	10 (barras No 16 y menores, alambre MW200 o MD200 y menores)

Fuente: Obtenido de ACI 318 (2008, p.97).

El recubrimiento se debe medir como lo establece el ACI y se evidencia en la figura 6:

Cuando prescriba un recubrimiento de concreto para una clase de elemento estructural, este se mide desde el borde exterior de los estribos o espirales, si el refuerzo transversal abraza las barras principales, hasta la capa exterior de las barras, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero postensado; o hasta la parte externa de la cabeza en las barras con cabeza. (ACI 318, 2008, p.96).

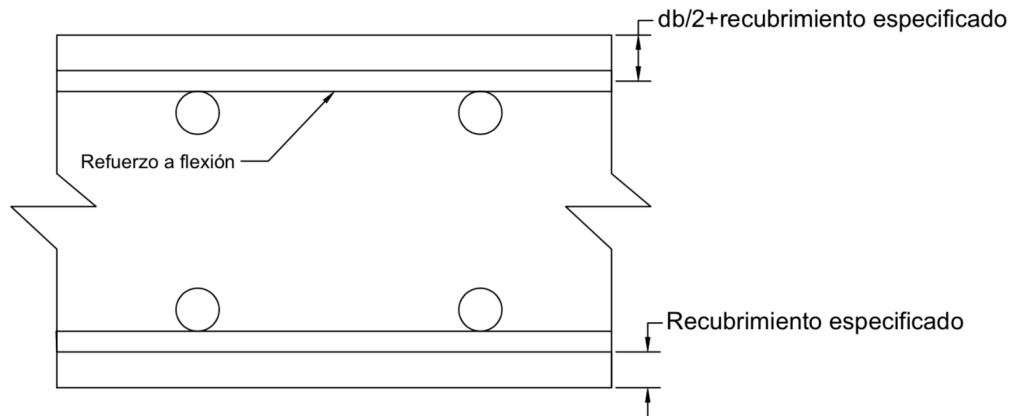


Figura 6. Requisitos de recubrimiento.

Fuente: Obtenido de ACI 318 (2014, p. 359).

Para el correcto posicionamiento del acero y darle el adecuado recubrimiento al concreto, es de importancia, los espaciadores (helados o galletas) que serán dispositivos que fijen y separen el acero del molde o formaleta.

La tolerancia de la posición y recubrimiento se evidencia en la tabla 20. Esta tabla aplica tanto para acero pasivo como para acero activo (torones). Dicha medida, se realiza en sentido vertical, en donde muchas veces se mide para cuando se va a colar el elemento, y al obtener el producto final. Cuando se posee la armadura en la formaleta el recubrimiento se mide desde la cara interna de la misma, hasta la cara externa del acero, pero cuando está terminado se mide desde el lado externo del concreto hasta cara superior del acero.

Tabla 20. Tolerancias para separación de acero y de recubrimiento de concreto, elementos en flexión, compresión y muros.

Distancia del acero especificado en planos (mm)	Tolerancia en la distancia del acero especificado en planos (mm)	Tolerancias de recubrimiento especificado del concreto (mm)
$d \leq 200$	± 10	-10
$d > 200$	± 13	-13

Fuente Obtenido de ACI 318 (2008, p.93).

Para la tabla 20, “La distancia libre en el fondo de las cimbras debe tener una tolerancia de ± 6 mm. Además, la tolerancia de recubrimiento no debe exceder los $1/3$ de recubrimiento de lo especificado en planos” (ACI 318, 2008, p.94).

La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de refuerzo, deben ser de ± 50 mm, excepto en los extremos discontinuos de las ménsulas o carteleras donde debe ser ± 13 mm, y en los extremos discontinuos de otros elementos debe ser de ± 25 mm. (ACI 318, 2008, p.94).

Separación del refuerzo

“Para refuerzo no presforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b y $4/3 d_{agg}$ ” (ACI 318, 2014, p. 435).

“Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores se colocan exactamente sobre las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm o $1,33$ del tamaño máximo nominal del agregado” (ACI 318, 2014, p. 435).

Para los torones de pretensado en el extremo de un miembro, el espaciamiento mínimo entre los centros “s”, debe ser el mayor valor entre lo indicado en la Tabla 21 y $[4/3d_{agg}+d_b]$ (ACI 318, 2014, p. 435).

Para los alambres de pretensado “deben cumplir con que la separación sea mayor que $5d_b$ y $[4/3d_{agg}+d_b]$ ” (ACI 318, 2014, p. 435).

Tabla 21. Espaciamiento mínimo requerido de centro a centro de los torones de presfuerzo en los extremos de un elemento.

Resistencia del concreto a los 28 días (Mpa)	Diámetro nominal del torón (mm)	Separación mínima (mm)
<28	Todos	4 d_b
≥28	<12,7	4 d_b
	12,7	45 mm
	15,2	50 mm

Fuente: Obtenido de ACI 318 (2014, p. 436).


“Se permite reducir el espaciamiento vertical incluyendo los paquetes de refuerzo presforzado en la sección media de un vano” (ACI 318, 2014, p. 436).



De igual forma se observa el apéndice 1. El cual indica separaciones mínimas de los torones o cables de centro a centro, indicados por el PCI (1999, p. 5.14).



Niveles de oxidación

Para el acero pasivo en general, se poseen los distintos grados de oxidación. Por lo que se identifica el grado que presente el acero, para definir si es apto o no para su uso. Por lo consecuente, se muestra el cuadro 3, para tomar una decisión adecuada.

Cuadro 3. Grados de oxidación de acero.

	Descripción visual	Recomendaciones previas a su uso
<p>Barra laminada</p> 	<p>Superficie lisa y uniforme, de color gris oscuro o gris acero, con firmes y delgadas películas adheridas producto de la laminación y sin nada de óxido aparente. Sin óxido presente.</p>	<p>Sin restricción de uso</p>

	Descripción visual	Recomendaciones previas a su uso
<p>Barra levemente oxidada</p> 	<p>Superficie lisa uniforme y de color gris oscuro o gris acero, con firmes y delgadas películas adheridas producto de la laminación, pero con algunas zonas manchadas producto de un polvo color pardo amarillento, producto de una oxidación superficial por condensación por la humedad del medio ambiente con elementos de la naturaleza orgánica y química. Este polvo de oxidación se pierde un poco con el contacto al tacto.</p>	<p>Sin restricción de uso</p>
<p>Barra poco oxidada</p> 	<p>Superficie con zonas mayoritariamente de color pardo rojizo, donde algunas poquísimas costras y laminillas comienzan a soltarse, pero el núcleo, todos los resaltes y los nervios longitudinales están relativamente sanos. Las barras presentan pocas, pequeñas e insignificantes picaduras (puntos de corrosión) y prácticamente no pierde óxido suelto por manipulación.</p>	<p>Sin restricción de uso, salvo que algunas veces se requiere limpiar con unas herramientas a nivel superficial.</p>
<p>Barra oxidada</p>	<p>Superficie de color pardo rojizo, donde un porcentaje de los resaltes y nervios longitudinales se notan dañados y casi han perdido su forma original. Posee varias costras y láminas sueltas y solo unas pocas están</p>	<p>Requieren limpieza estrictamente ya sea manual o mecánica y está debe ser profunda. Es por lo anterior que su uso está condicionado a una verificación previa de masa y características dimensionales de sus</p>






	Descripción visual	Recomendaciones previas a su uso
	adheridas. A simple vista presenta herrumbre, picaduras y cráteres, además pierde un poco de óxido por manipulación.	resaltes y nervios.
<p>Barra muy oxidada</p> 	Superficie de color rojizo y en ocasiones zonas manchadas con matices de otros colores, producto del hollín y de otros agresivos del medio ambiente. La laminilla se ha desprendido en su totalidad y presenta muchas costras las cuales se desprenden solas o con la manipulación. Los nervios y resaltes poseen bastantes cráteres o picaduras. Estas barras pierden mucho óxido y herrumbre por la manipulación y su figura no se logra distinguir bien.	No sería recomendable usar estas barras, ya que al limpiarlas y manipularlas es muy probable que se dé una pérdida importante de su masa o características dimensionales de los resaltes.

Fuente: Obtenido de Méndez (2015, p.70).

El acero de presfuerzo es sensible a la oxidación por lo que debe protegerse de forma correcta. Si este alcanza niveles de oxidación considerables, su uso se ve restringido o totalmente no apto para su uso. En el cuadro 4 se observan los niveles de oxidación que sufren los torones de presfuerzo.

Cuadro 4. Grados de oxidación para el acero de presfuerzo.

	Descripción visual	Recomendaciones previas a su uso
<p>Torón lamiando</p> 	Superficie lisa y uniforme, de color gris plateado. Sin óxido presente.	Se usa de manera correcta.
Torón levemente oxidado	Superficie lisa uniforme y de color gris oscuro. El	Se usa, debido a que la oxidación es mínima.

	Descripción visual	Recomendaciones previas a su uso
	<p>acero tiene pocas partículas de oxidación adheridas al acero. Se nota oxidación superficial debido a la humedad presente en el ambiente. Este polvo de oxidación se pierde un poco con el contacto al tacto.</p>	
<p>Torón poco oxidado</p> 	<p>Se observan un machado por oxidación color más anaranjado. Además, se empieza a tornar los hilos de un color gris más oscuro. Se observan leves picaduras alrededor de los hilos (puntos de corrosión)</p>	<p>Se usa, con una adecuada limpieza manual o mecánica adecuada.</p>
<p>Torón oxidado</p> 	<p>Se presentan varias picaduras y se observa el color de los cables más a gris oscuro, debido a la oxidación avanzada. Las machas anaranjadas disminuyen y la superficie se vuelve más rugosa.</p>	<p>Se usa, sin embargo, no se recomienda, ya que se ve afectado el desempeño mecánico del torón. Pero, queda criterio del profesional a cargo.</p>
<p>Torón muy oxidado</p> 	<p>Se observan muchos huecos y costras alrededor de los cables, debido a la corrosión avanzada. El color que se aprecia es un gris oscuro con machas negras, donde la superficie es muy áspera.</p>	<p>No se recomienda su uso, aunque sean limpiadas.</p>
<p>Torón con daño importantes de oxidación</p> 	<p>Pierden bastante óxido al tacto, y su superficie es totalmente áspera y con orificios grandes con algunas betas de color gris claro. Se notan secciones de acero que no son parejas debido a la corrosión excesiva.</p>	<p>No se usa y su rechazo es definitivo. Aunque se limpie quedan orificios que son considerables, además de una superficie sumamente irregular y rugosa. Se obtienen pérdidas de sección del acero.</p>

Fuente: Obtenido de PCI (Revista Mayo-Junio, 1992).

Refuerzo longitudinal

Longitudes de anclajes y desarrollo del refuerzo longitudinal

La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de un miembro debe desarrollarse hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto, gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos. (ACI, 2014, p. 438)

El CSCR-2010 establece que para varillas corrugadas de #3 a #11 con los ganchos estándar para longitud de anclaje, no puede ser inferior a 15 cm, $8d_b$ o la ecuación 1, dicha ecuación es la siguiente:

$$l_{ag} = l_{dh} = \frac{f_y d_b}{16 \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec.1}$$

Además, el mismo código, aconseja usar para concreto liviano, que el l_{ag} debe ser mayor o igual a $10d_b$ o 20 cm.

La longitud l_{ag} , debe estar posicionada dentro del núcleo confinado de una columna o de algún elemento de borde.

La longitud de anclaje l_{ar} , para barras rectas de dimensiones #3 a #11, no puede ser menor de $2,5 l_{ag}$. Si debajo de la longitud de anclaje de la barra longitudinal se colocan más de 30 cm de concreto fresco, se debe usar una longitud l_{ar} no menor que $3,5 l_{ag}$. (CSCR, 2010, p. 8/11)

Un punto importante es que, si se usa recubrimiento epóxico, las longitudes de desarrollo se deben de multiplicar por el factor que recomienda el ACI. Como se logra observar en los anexos 9 y 10 según corresponda.

De acuerdo a ACI (2014, p. 442) para un concreto normal se debe usar la siguiente ecuación:

$$l_{ag} = \frac{0,08 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec.2}$$

Importante: se debe usar el l_{ag} más conservador (mayor) entre la ecuación 1 y la 2, para lo que es el proceso de inspección. Con el objetivo de verificar la correcta longitud para la tracción del anclaje de refuerzo longitudinal.

Se evidencian en la tabla 22, las tolerancias para longitud de ganchos y terminaciones de barras:

Tabla 22. Tolerancias para longitud de ganchos y terminaciones de barras.

Ubicación de los dobleces y acero de refuerzo	Tolerancia (mm)
Extremos discontinuos de ménsulas y cartelas	± 13
Extremos discontinuos de otros miembros	± 25
Otras ubicaciones	± 50

Fuente: Obtenido de ACI (2014, p. 497).

Además, el ACI 318 (2014) establece los siguientes espaciamientos teóricos mínimos del refuerzo longitudinal:

- En elementos en flexión debe ser el mayor del diámetro de la varilla o 25,4 mm.
- En elementos en compresión usar el mayor de: 1,5d_b o 38,1 mm.

Longitud de desarrollo del presfuerzo

“La adherencia del torón es función de varios factores, entre ellos: la configuración y la condición superficial del acero, el esfuerzo en el acero, la altura del concreto debajo del torón, y el método empleado para transferir la fuerza del torón al concreto” (ACI, 2014, p. 450).

La longitud de desarrollo del torón de siete alambres pretensados (l_d), debe calcularse de la siguiente manera, para asegurar su adherencia, según ACI (2014, p.451):

$$l_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right) d_b \quad \text{Ec.3}$$

Cuando la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del miembro y el diseño incluye tracción para cargas de servicio en la zona precomprimada de tracción, la longitud requerida para desarrollar el torón, l_d , debe ser el doble del valor calculado. (ACI, 2014, p. 451)

$$l_d = 2 \left(\left(\frac{f_{se}}{21}\right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right) d_b \right) \quad \text{Ec.4}$$

Se debe por lo menos adherir el torón a una longitud de l_d en la zona crítica del elemento.

“Se permite un embebido menor que l_d en una sección de un miembro siempre que el esfuerzo de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la relación bilineal definida por la ecuación 3.” (ACI, 2014, p. 451).

Se debe ampliar para los paquetes de barras la longitud de desarrollo en los siguientes porcentajes, de acuerdo a la tabla 23.

Tabla 23. Aumento en la longitud de desarrollo para barras en paquetes.

Número de barras por paquetes	Porcentaje de aumento de la longitud de desarrollo
3	20%
4	33%

Fuente: Obtenido de ACI (2014, p. 459).

Según ACI (2014) las barras que estén en paquetes deben ser las barras que posean un diámetro inferior que 34,9 mm.

Empalmes de acero de refuerzo

Los empalmes deben ser controlados, debido a que estos brindan la capacidad de generar la continuidad de las cargas, y hacer que los empalmes de las barras simulen como si fuera un solo elemento, y forjar la tracción necesaria entre ellas.

“Para las barras mayores de #4, no se utilizan empalmes por traslapo, excepto para los casos indicados en 25.5.5.3” (ACI, 2014, p. 454).

Para barras empalmadas por traslapo sometidas a flexión y que no quedan en contacto entre sí, el espaciamiento transversal centro a centro de las barras empalmadas no debe exceder el menor de 1/5 de la longitud de empalme por traslapo requerida y 150 mm. (ACI, 2014, p. 454).

El espaciamiento transversal por empalmes de barras de acero se mide como se demuestra en la figura 7.

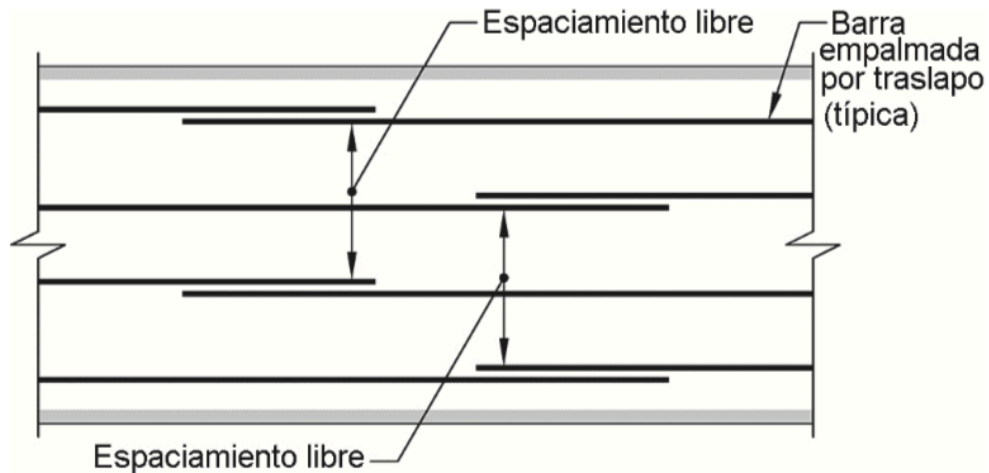


Figura 7. Espacio libre transversal entre barras traslapadas.
Fuente: Obtenido de ACI (2014, p.455).

La longitud de traslape se calcula como un múltiplo de la longitud de desarrollo (l_d) como se ve en la tabla 24, o puede ser igual al anclaje recto de la varilla (l_{ar}), y deben ser mayores a 300 mm. Por otro lado, las clases de empalme son A y B como se muestran en la tabla 24.

Tabla 24. Longitud de empalme por traslape de barras o alambre corrugado a tracción.

Relación del acero usado entre acero requerido, en la longitud del empalme	Porcentaje máximo de área de acero empalmado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de empalme	Longitud del empalme por traslape a tracción (mm)
$\geq 2,0$	50	Clase A	$< 1,0 l_d$ y 300 mm
	100	Clase B	
$< 2,0$	Todos los casos	Clase B	$< 1,3 l_d$ y 300 mm

Fuente: Obtenido de ACI (2014, p. 455).

Además, según el ACI 318 (2014), las tolerancias permisibles de traslape son de varilla #3 a #11 es de -25 mm, y para varillas mayores a la #11 la tolerancia es de 51 mm.

Según el CSCR (2010), se debe considerar lo siguiente para obtener un buen empalme:

- No se puede traslapar más del 50% del acero longitudinal total en tracción, además, la distancia longitudinal entre los traslapes debe ser mayor que 30 veces el diámetro de la barra a utilizar de refuerzo ($< 30d_b$). Sin embargo, el ACI 318 es conservador y solicita $40d_b$ como longitud entre traslapes para barras individuales y paquetes de barras.
- Empalmes soldados, se acata que el 50% de todo el refuerzo a usar debe ser continuo, y la distancia entre empalmes alternos no debe de ser inferior que 300 mm, como lo define el ACI. Además, la soldadura debe cumplir con los requerimientos del ANS/AWS D1.4. Los empalmes que son soldados y mecánicos, en barras corrugadas en tracción o compresión, según el ACI (2014) debe desarrollar al menos $1,25f_y$ del acero utilizado. Además, “Los empalmes en miembros de amarre en tracción debe hacerse con un empalme soldado o mecánico de acuerdo con 25.5.7.1. Los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 750 mm” (ACI, 2014, p. 458).

En los elementos que funcionan a flexión, no se permiten hacer empalmes en los núcleos. La distancia mínima que se debe dejar del último empalme al núcleo debe ser de $2d$, como se expresa en la figura 8.

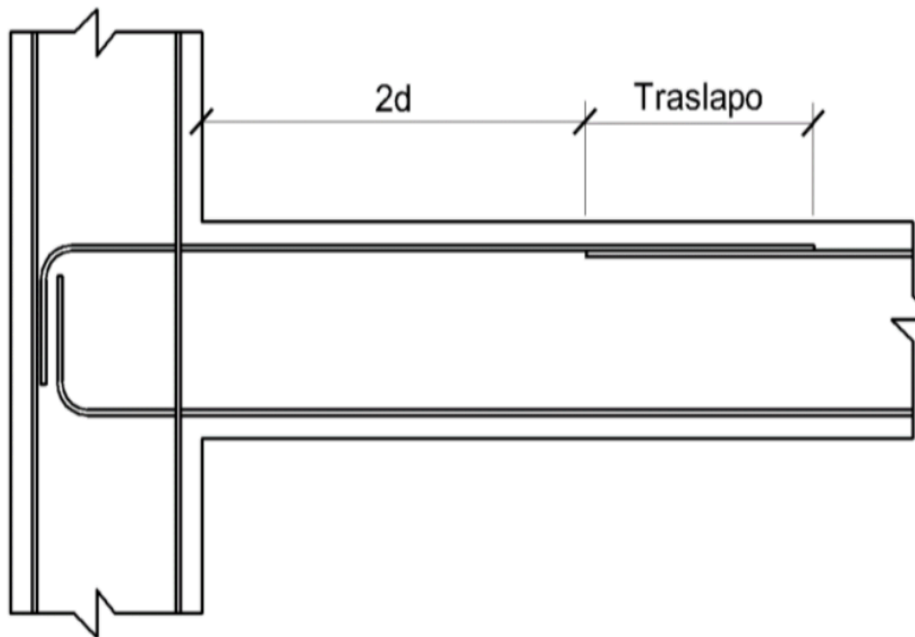


Figura 8. Longitud libre de traslapo antes del núcleo.

Fuente: Obtenido de Navarro (2014, p.53).

Refuerzo transversal de elementos en flexión

Se coloca el acero de cortante a una distancia “d”. Dicha distancia corresponde a la altura medida desde la fibra superior del elemento, hasta donde se encuentra el acero de refuerzo por flexión.

Se usa alambre calibre #18 o menos pesado, que es el que debe unir el refuerzo transversal con el longitudinal. Además, el refuerzo transversal no se une por medio de soldaduras, de acuerdo con Navarro (2014).

En la tabla 25 se brindan el número de varillas mínimas para estribos según la varilla longitudinal usada:

Tabla 25. Barras no presforzadas mínimas usadas para confinamiento.

Número de barras longitudinales	Número de acero transversal
#10 o menores	#3
#11, mayores o paquetes de barras	#4

Fuente: Obtenido de ACI (2008, p. 102).

Para el traslape de estribos, se cumple con lo identificado en la figura 9.

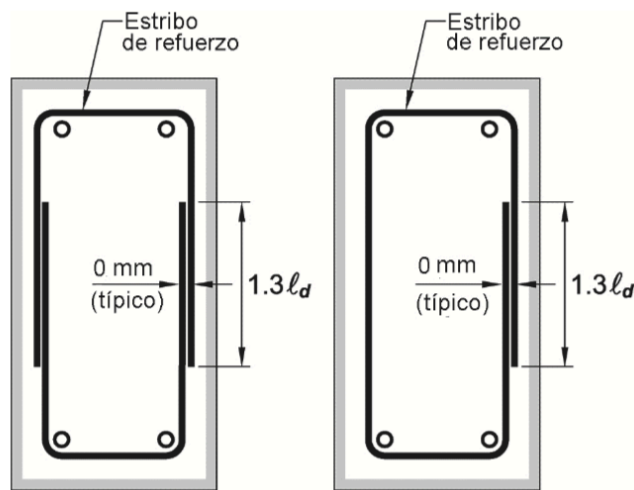


Figura 9. Traslape mínimo de estribos cerrados.

Fuente: Obtenido de ACI (2014, p. 463)

Según el ACI (2010) “Para estribos la tolerancia de separación a lo largo del elemento debe ser la menor de ± 75 mm o ± 25 mm por 300 mm de profundidad del elemento” (p. 19). Sin embargo, esta tolerancia no indica que se reduzca el número

de elementos de acero de refuerzo o aros, por lo tanto, la cantidad de diseño se mantiene.

Zonas de confinamiento en flexión

De acuerdo al CSCR (2010), se colocan aros de confinamiento en:

- Toda la longitud de traslape, y no deben exceder una separación de $d/4$ los aros.
- Los extremos de los elementos a una distancia de $2d$.
- Longitud $2d$ en cada lado de la sección donde se forman rotulas plásticas.
- En cualquier región que se requiera acero en compresión.
- Cuando la altura o peralte del elemento es igual o mayor a 60 cm, se agregan varillas longitudinales extra para darle estabilidad al aro, y su separación no será mayor que 35 cm.

Además, se establece que el “espaciamiento máximo en las zonas que requieran confinamiento se debe elegir el menor de: $d/4$, 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 24 veces el diámetro del refuerzo transversal o 30 cm” (CSCR, 2010, p. 8/5). Para zonas de confinamiento se usan aros #3 o de mayor número.

Según CSCR (2010), donde no se necesiten aros de confinamiento se deben colocar aros a $d/2$ como espaciamiento máximo.

En la figura 10, se presentan las zonas establecidas como confinadas por el CSCR, principalmente en el caso de las vigas.

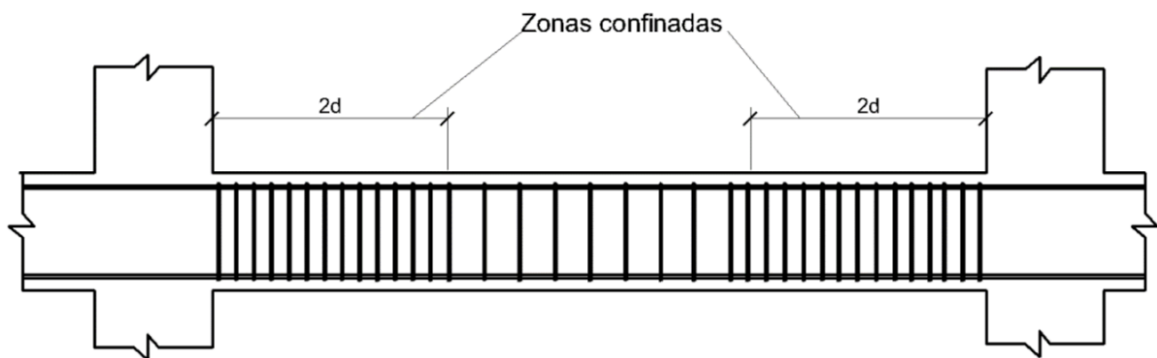


Figura 10. Aros de confinamiento en núcleos de unión.
Fuente: Obtenido de Navarro (2014, p. 59).

Refuerzo de retracción y temperatura

De acuerdo con el ACI (2014), el acero de presfuerzo que se use para retracción y temperatura, debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Los tendones no exceden los 1,8 m de espaciamiento.
- Se ubica si es posible en el centro de la losa, en altura.
- Si se excede un espaciamiento de 1,4 m entre tendones, colocar refuerzo adherido adicional para retracción y temperatura, entre los tendones en los bordes de la losa.

Para el acero pasivo usado como refuerzo contra la retracción y temperatura, se considera lo siguiente, según ACI (2014):

- Losas donde se empleen barras corrugadas con f_y de 280 o 350, usar cuantía de 0,0020
- Losas donde se empleen barras corrugadas con f_y de 420 o refuerzo electro soldado, usar cuantía de 0,0018
- Con acero de f_y de 420 MPa con una media de deformación unitaria de 0,35, el ACI (2014, p. 430) recomienda usar una cuantía de:

$$\rho = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} \quad \text{Ec.5}$$

- No colocar este acero con un espaciamiento mayor de 5 veces el espesor de la losa o de 450 mm.

Anclajes y conectores para postensado

Se consideran las siguientes características para los anclajes y conectores, según ACI 318 (2014, p.470):

- Deben desarrollar al menos el 95% del f_{pu} de los torones, cuando se ensayan al no tener adherencia, sin que se pasen del asentamiento de las cuñas establecido.
- Para los anclajes o conectores con tendones adheridos, deben desarrollar el 100% del f_{pu} de los torones.
- Deben estar ubicados en zonas avaladas por el profesional a cargo, y encerrados en cajas lo bastante espaciosas para permitir movimiento.
- Deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

Zonas de anclaje para tendones de un alambre o barras de 16 mm de diámetro para losas.

Se debe considerar lo siguiente, según el ACI 318 (2008):

- Para losas, se dispone de dos barras horizontales no menores de #13 paralelas al borde de la losa. Estas barras están en contacto con la cara frontal del dispositivo de anclaje, y están dentro de una distancia $h/2$ delante de cada dispositivo. Se extiende como mínimo 150 mm a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo. (ACI, 2008, p. 316).
- Para losas, si los anclajes están a una distancia de 300 mm o menos, se consideran como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se proporcionan $n+1$ barras en horquillas o estribos cerrados al menos #10, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Cada horquilla o estribo lleva una barra, y una a cada lado del grupo. Las barras o horquillas, se colocan con los extremos extendiéndose dentro de la losa perpendicularmente al borde. En la parte central las barras en horquilla o estribos se posicionan perpendicularmente al plano de la losa desde $3h/8$ hasta $h/2$ adelante de los dispositivos de anclaje. (ACI, 2008, p.316).

Grupos de tendones de un alambre en vigas principales o secundarias

Según ACI 318, se considera lo siguiente:

- “Refuerzo en la zona general para resistir el estallido, descascaramiento y las fuerzas longitudinales de tracción en el borde por el dispositivo de anclaje” (ACI, 2008, p.312).
- “Los anclajes se diseñan con cargas mayoradas de presforzado P_{pu} y los requisitos de 9.2.5 y 9.3.2.5” (ACI, 2008, p.312).
- Usar métodos de diseño de 18.13.5.

Ductos de postensado

Contemplar las siguientes características que presentan los ductos, según ACI 318 (2008):

- “Los que se inyecta con mortero son impermeables al mortero y no reactivos al concreto, acero presforzado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión” (ACI, 2008, p. 318).

- Ductos inyectados con un solo alambre poseen un diámetro de 6 mm o mayor que el del acero de presfuerzo.
- Para tendones agrupados, los ductos inyectados con mortero presentan al menos 2 veces el diámetro del grupo de tendones.
- No deben tener agua empozada.

Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

Se asegura un tensado, seguro y dentro de las tolerancias permitidas, para tener un elemento final con los estándares de calidad adecuados. Por lo tanto, PCI (1999) establece las siguientes condiciones para asegurar el producto:

- El tensado se monitorea por medio de verificación de la fuerza aplicada o la elongación. Los dos parámetros presentan una desviación de $\pm 5\%$ del valor teórico (cada uno) para el pretensado, y para el postensado $\pm 7\%$ (cada uno). Si fuera el caso que se sobrepasa la tolerancia planteada anteriormente, se suspende la actividad de tensado (PCI, 1999, p. 5.7).
- Se saca la fuerza de tensado debido a la elongación medida en campo como lo propone PCI (1999, p. 5.8), de acuerdo a la ecuación 6:

$$P = \Delta \frac{A E_p}{L} \quad \text{Ec.6}$$

Donde la A es la el área de la sección transversal del tendón, el E es el módulo de elasticidad del tendón, la L es la longitud total del tendón (de lado a lado) y Δ es la elongación medida.

- Si se usan dispositivos para medir la fuerza de tensado, estos deben tener una tolerancia de $\pm 2\%$. Se calibra cada vez que arroje datos extraños o en un intervalo no mayor de 12 meses (PCI, 1999, p.5.9).
- Si falla en un cable se permite siempre y cuando el área total de los tendones no exceda el 2%, y dando la variación del 5% de la fuerza de presfuerzo.
- Se genera un registro del equipo de tensado, que incluya: día de calibración, certificado del ingeniero para supervisar la actividad, método de calibración (comparándolo con una calibración de referencia).
- “Rango completo de calibración con las lecturas de calibración comparándolas contra las fuerzas actuales (carga)” (PCI, 1999, p.5.10).
- Se tensan inicialmente los cables a un 10% de la fuerza del gato hidráulico, para acomodar los cables, y asegurar un tensado final adecuado. Sirve para provechar la holgura, y para dar el punto de medida del alargamiento del tendón o cable.

Destensado del acero de presfuerzo

Se presentan las siguientes condiciones para el destensado de elementos presforzados, de acuerdo a lo estipulado por PCI:

- Se debe poseer la resistencia del concreto adecuada, como fue contemplado en el diseño estructural, para que soporte los esfuerzos que transmite el destensado. Por lo tanto, se crean cilindros de acuerdo con ASTM C837M, para verificar que a cierta edad se realiza la actividad.
- “Si el concreto fue curado térmicamente (vapor), el destensado se hará después del curado cuando el concreto aún esté caliente y húmedo” (PCI, 1999, p. 5.23).
- Para cables simples, el destensado se realiza simultaneo de ambos extremos, para disminuir la posibilidad de deslizamiento de miembros (PCI, 1999, p. 23).
- En cables agrupados el destensado se crea simultaneo por los gatos hidráulicos y gradualmente. Además, se efectúa un tirón para aflojar las contratueras u otros dispositivos de anclaje en el cabezal, y este tirón no debe exceder más del 5% la fuerza del cable (PCI, 1999, p. 5.23).
- “Esta actividad se desarrolla, documentada e implementada por un personal competente en el área” (PCI, 1999, p. 5.23).

Encofrado de elementos

Se recomiendan las siguientes consideraciones para asegurar un correcto diseño del encofrado:

- El ingeniero responsable del diseño debe realizarlo acorde con el ACI 347 (ACI, 2014, p.504).
- El diseño del encofrado presenta la información necesaria para la fabricación, instalación, remoción de las cimbras. Además, ubicar y señalar los miembros que necesitan ser apuntalados, y los requisitos para el retiro del apuntalamiento (ACI, 2014, p.505).
- Saber la velocidad de colado y método de colocación de concreto.
- En elementos presforzados, se permiten desplazamientos del miembro sin causar daños, durante la aplicación de la fuerza de presfuerzo (ACI, 2014, p. 505).

Antes del colado del concreto se verifican los siguientes puntos en campo, para asegurar un correcto elemento final:

- Verificar las dimensiones del encofrado, para determinar que cumplan con el diseño geométrico de los elementos puesto en planos.

- “Verificar que el encofrado sea hermético, para evitar fugas de mortero” (ACI, 2014, p.505).
- Comprobar que los arriostres o apuntalamientos, estén correctamente posicionados para evitar el colapso de la estructura (ACI, 2014, p.505).
- Confirmar que los moldes estén correctamente limpios, es decir, libres de cualquier contaminación que afecte el acabado final del elemento. Si no se cumple esto, podrían existir problemas de desprendimiento o recubrimiento, así como posibles planos de falla dependiendo el tipo de contaminante que se mezcle con el concreto. Por lo consecuente, debe estar libre de aserrín, concreto o mortero viejo, polvo, y demás materiales que no sean del concreto y que causen afectación en el mismo.
- Engrasar los moldes en caso que sean de acero o algún molde especial, por lo general se dan en elementos prefabricados (presforzados). Dicha aceite o material lubricante está certificado y avalado para que no genere reacción con el concreto.

Para el **desencofrado**, se consideran lo siguiente para no dañar el elemento final:

- Se demuestra la resistencia adecuada, con base a un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas constructivas a soportar el elemento (ACI, 2014, p.506).
- Se generan testigos (cilindros para fallar con ASTM C837M), que comprueben la resistencia del concreto a cierta edad de desencofrado. Para asegurar la resistencia adecuada del mismo (ACI, 2014, p.506).
- El desencofrado debe de ser seguro y no debe dañar la estructura (ACI, 2014, p.506).
- “En el concreto presforzado, el encofrado no se retira hasta que se tenga la fuerza de presfuerzo necesaria para que el miembro soporte su peso propio, y las cargas constructivas previas” (ACI, 2014, p.506).
- Se debe tener como referencia las recomendaciones de tiempo que brinda el ACI 347, como se muestra en la tabla 26 y 27.

Tabla 26. Tiempo de remoción de puntales y encofrado con carga viva y muerta con relación de 1.

Elemento	Tiempo de desencofrado
Paredes	12 h
Columnas	12 h
Lados de las vigas y viguetas	12 h
Forma de vigueta plana	
760 mm de ancho o menos	3 días
Más de 760 mm de ancho	4 días

Fuente: Obtenido de ACI (2004, p.14).

Tabla 27. Tiempo de remoción de puntales y encofrados con variaciones de cargas viva y muerta.

Elemento	Tiempo de desencofrado	
	Carga viva menor a la carga muerta	Carga viva mayor a la carga muerta
Centro de arco	14 días	7 días
Fondos de viga		
Claro libre menor a 3m entre apoyos laterales	7 días	4 días
Claro libre entre 3 y 6 m entre apoyos laterales	14 días	7 días
Claro libre mayor a 6 m entre apoyos laterales	21 días	14 días
Losas en una dirección		
Claro libre menor a 3m entre apoyos laterales	4 días	3 días
Claro libre entre 3 y 6 m entre apoyos laterales	7 días	4 días
Claro libre mayor a 6 m entre apoyos laterales	10 días	7 días
Losa en dos direcciones	Dependen del reapuntamiento cuando es requerido, se coloca después de la operación de remoción, pero no luego de terminar el día de trabajo de remoción	

Elemento	Tiempo de desencofrado	
	Carga viva menor a la carga muerta	Carga viva mayor a la carga muerta
Losas postensadas	Después que la fuerza total de postensado haya sido aplicada	

Fuente: Obtenido de ACI (2004, p.14).

Vibrado de elementos

Según ACI 309R, indica que debe existir una persona con experiencia en vibrado de concreto. Dicha persona indica que será capaz a través de su experiencia, determinar el tiempo de vibrado necesario, para conseguir un concreto denso.

Comúnmente, en las construcciones normales se utilizan vibradores internos que son de óptima calidad en la práctica, ya que los dispositivos son eficientes al consolidar el concreto. Sin embargo, algunas veces es difícil por lugares inalcanzables o con acero de refuerzo posicionar un vibrador interno, por lo tanto, se usan vibradores externos como primer método de consolidación. Este tipo de dispositivos externos se usan en elementos prefabricados y losas.

De acuerdo con el ACI 309R, se siguen las siguientes consideraciones para un buen vibrado interno:

- El concreto se coloca en capas de acuerdo a la velocidad de colado del proyecto.
- La profundidad de la capa es similar a la longitud del vibrador. Además, las capas están niveladas, para que el concreto no se mueva lateralmente con el vibrador que provoca segregación. Las capas no exceden la profundidad de 500 mm para un buen vibrado. (ACI, 1996, p. 16).
- La distancia de la ubicación del vibrador es aproximadamente 1 1/2 veces del radio de acción, las áreas adyacentes se superponen (ACI, 1996, p. 16).
- En losas el vibrador normal debe ser inclinado hacia la vertical, pero con un vibrador corto de 5 pulgadas se mantiene vertical. Distancia de él con respecto al fondo de la formaleta es de 50 cm (ACI, 1996, p. 16).
- El vibrador penetra al menos 15 cm de la capa anterior vibrada. Y el vibrador debe manipularse con movimientos ascendentes, y descendentes rápidos al menos de 5 a 15 segundos (ACI, 1996, p. 16).
- Debe retirarse paulatinamente, con movimientos suaves hacia arriba y abajo (ACI, 1996, p. 16).
- Cuando se saca el vibrador y el hueco no se cierra se inserta de nuevo en 1/2

del radio de influencia.

- Se coloca la capa superior a la vibrada, cuando la recién vibrada todavía no esté endurecida para evitar juntas frías.

Según ACI 309R, existe una vibración que se basa en el vibrado del acero de refuerzo que queda expuesto. Sin embargo, no es común usarlo, solamente se usa para zonas congestionadas de acero. Porque se ha tenido la duda que la vibración del mismo daña la adherencia del acero concreto, debido al desgaste de las corrugaciones de este metal.

Existe otro tipo de vibración en el cual se vibra la formaleta para darle correcta consolidación al concreto. Este tipo de vibración es usado en productos prefabricados, y el ACI 309R propone los siguientes requerimientos:

- Se separan los vibradores, en donde todos ellos vibran de manera correcta todo el elemento a colar.
- Se recomienda empezar con una separación de 1,2 a 2,4 metros. De igual forma se experimenta cuál es la distancia correcta, para luego posicionar adecuadamente los vibradores para que vibre debidamente el elemento (ACI, 1996, p. 17).
- Determinar la amplitud de la onda del vibrador usado, ya que una amplitud de onda muy grande causa un concreto pobre (mala consolidación).
- Usar capas de 25 a 40 cm de espesor, para un correcto vibrado (ACI, 1996, p. 17).
- Se usan tiempos de vibrado que van desde los 2 min a los 30 min y en algunos casos, esto depende de la profundidad de la sección (ACI, 1996, p. 17).
- También ha sido usado mucho y exitoso, usar capas de concreto de 50 a 100 mm de espesor con una vibración continua (ACI, 1996, p. 18).

El mal vibrado en elementos de concreto, producen consecuencia que muchas veces tienden a dañar no solo el acabado, sino la resistencia de diseño. Algunas de las consecuencias debido a un vibrado no controlado y documentado son: hormigueros (poca vibración), huecos de aire en la superficie (vibradores con separaciones muy largas y propiedades del concreto pegajosas), rayas de arena (mezclas duras y húmedas, y vibrado deficiente), segregación (mucho vibrado), y entre otras.

Curado de elementos

Normalmente bajo condiciones de curado básicas (curado con agua por medio de dispositivos rociadores) se establece como mínimo curar el elemento durante los primeros 14 o 7 días si está realizado con cemento tipo I o durante los

primeros tres días si está realizado con un cemento tipo III, siempre que se haya conservado una temperatura igual o más de los 10 °C (ICCYC, 1994, p.16). Sin embargo, para elementos prefabricados, generalmente se obtienen procesos de curado acelerados, para producir la mayor cantidad de elementos, por lo consecuente se curan en temperaturas en el rango de 52 a 85 °C durante 12 a 72 horas (ICCYC, 1994, p.19).

Por lo general, se consideran los elementos en el molde durante 12 a 24 horas para elementos prefabricado que son curados con técnicas especiales. Por lo tanto, se aplican técnicas como curado por membrana o por vapor.

Curado por medio de compuestos líquidos para formar membranas

“Este tipo de compuestos líquidos deben cumplir con la norma ASTM C309. Generalmente se emplean compuestos, como: resinas sintéticas o naturales, ceras, así como solventes de volatilidad elevada a la temperatura atmosférica” (ICCYC, 1994, p.13). Las membranas, presentan la función de retener el líquido (agua) presente en el concreto y evitar su evaporación, para acelerar el curado.

Para este tipo de curado se estiman, según ACI 311 (2007, p.149):

- Deben poseer ventilación adecuada y aplicar la seguridad correspondiente.
- Los compuestos no se colocan sobre superficies que se vayan a intervenir con una capa de concreto de más o con algún otro material.
- Se aplica el compuesto con una medida uniforme en todo el elemento. Valores de cobertura van de 0,20 a 0,25 litros/m².
- Se aplican las capas de cobertura perpendicularmente, para asegurar una cobertura completa de la superficie.
- Se aplica el compuesto de forma manual o por aspersor de presión (con presión de 5 a 7 kg/cm²).
- En reparaciones con áreas pequeñas es mejor aplicar el compuesto de manera manual y por medio de brochas o rodillos.
- Se aplica después del acabado y de la desaparición del agua libre en la superficie del concreto (agua libre=brillo de la superficie).
- Si la evaporación es más de 1 kg/m²/hr, cabe la posibilidad que aún el concreto esté sangrando, entonces se toman medidas para evitar la evaporación excesiva.
- Si se aplica sobre superficies secas favorece a la descamación del concreto o agrietamiento de la misma.
- Se mantiene la superficie del concreto húmeda, después de retirar la formaleta, hasta cuando se le vaya a colocar la membrana.
- Agitar bien a los compuestos pigmentados para asegurar una aplicación

uniforme.

- Para dejar la superficie en condición saturada superficie seca, debe mantenerse el concreto húmedo y cuando se vaya a aplicar la membrana secar la superficie con un paño o similar, para que quede en condiciones óptimas de aplicación.
- Se usa en tiempos de 24 horas o más para dar un buen curado del concreto.
- No tener los elementos expuestos al sol.

Curado por medio de vapor

Este método de curado, provee un curado acelerado mediante la aplicación de calor y humedad. Este método se usa para elementos prefabricados o presforzados, con el fin de alcanzar altas resistencias a edades tempranas.

Esto según las siguientes consideraciones del PCI (1999, p.4.40):

- Contar con una cámara de vapor especializada para almacenar al elemento, que retenga el vapor para minimizar la humedad y pérdidas de calor.
- El molde o recinto que encierra al elemento, debe permitir el paso de vapor por encima del elemento y a los lados.
- Los chorros de vapor no se chocan directamente a la superficie del concreto.
- Se monitorea el tiempo y temperatura, a través de un termómetro (separados a no más de 6 m) y se genera un gráfico de estos dos parámetros.
- Según el tipo de elemento se cura a alta presión (mampostería, tubos y concreto celular de peso ligero) o baja presión (prefabricados, en general productos de concreto). Alta presión es usada para pequeñas piezas de prefabricados, y la baja presión para elementos masivos de prefabricación.
- El curado a vapor presenta por lo general una duración de 3 a 8 horas.
- No se debe exceder la temperatura de 82 °C.
- La norma que indica datos relevantes a este proceso es ASTM C403.
- La ganancia de calor por hora no debe exceder los 20 °C.
- Para el enfriado del elemento cuando se termine de curar, se realiza el cambio de temperatura gradual. Se irá reduciendo la temperatura por hora unos 27,8 °C, hasta que el concreto llegue a una temperatura de superficie de 22 °C. Lo anterior para evitar daños por temperatura como los agrietamientos.

Nota: es importante crear cilindros del concreto usado, según ASTM C31, y curarlos por el mismo método para verificar que la resistencia del concreto para destensado de cables del post o pretensado sea la correcta.

Almacenaje de los elementos prefabricados

Los elementos prefabricados en plantas, se tratan con sumo cuidado desde su proceso de colado. Una vez que esté terminado el colado, deben contar de puntos de izaje que brinden un adecuado traslado en la planta para su correcto almacenaje como se aprecia en las figuras 11 y 12. Por lo tanto, el ingeniero de planta deberá especificar los apropiados puntos de izaje del elemento, con los materiales (ganchos de agarre en el elemento) y equipos (grúas o vagones de transporte) correspondientes. Según los siguientes puntos que se muestran a continuación, para un adecuado almacenamiento:

- Deben apoyarse sobre cimientos o placas que lo aíslen del suelo.
- Deben estabilizarse para evitar asentamientos diferenciales, torsión o vuelco de los elementos (ICCYC, 2007, p.238).
- “Para separar y soportar los elementos apilados, el personal de planta debe colocar travesaños de madera a través de todo ancho de cada punto de apoyo” (ICCYC, 2007, p. 238).
- Los travesaños deben ser en planos verticales y separados a no más del peralte del elemento desde los puntos de alzamiento especificados (ICCYC, 2007, p.238).
- “Si se usan vástagos o tablonos los travesaños no deben ser continuos más que una pila de unidades premoldeadas” (ICCYC, 2007, p.238).
- Usar materiales que no manchen los elementos, como listones de madera o travesaños de concreto (ICCYC, 2007, p.238).
- Se recomienda en lo posible colocar los elementos bajo techo.
- “Los aparatos de almacenamiento deben estar protegidos para que no manchen o decoloren las superficies expuestas del elemento terminado” (PCI, 1999, p. 2.27). Toda superficie en contacto con los elementos se limpia antes de usarla.



Figura 11. Ejemplo de almacenamiento de elementos prefabricados en planta.
Fuente: Obtenido de Bartolomé; Arévalo & Pascual (2012, p. 14).



Figura 12. Almacenamiento e identificación de elementos prefabricados.
Fuente: Obtenido de Argueta (2010).

Recomendaciones para el transporte de los elementos presforzados

Se debe considerar que al poseer un elemento prefabricado terminado, es necesario el transporte que este requiere a la hora de ser vendido para posicionarlo en la obra que lo necesite. Estos elementos son grandes y de pesos considerables, por lo que se necesitan de equipos adecuados para conservar la integridad del elemento, y que no se vea dañado durante el traslado.

Según el ANIPPAC (2000), establece que, aunque algunas veces no se le da importancia al transporte o no se consideraría relevante, este traslado ronda entre el 20% y 30% del valor de la viga, si el transporte es menos de 350 km.

Se establecen algunas recomendaciones, según el Manual de Buenas Prácticas Preventivas en el Uso de Prefabricados de Hormigón, para lograr un traslado de elementos exitoso.

- Contar con operarios de experiencia en trabajos de carga y descarga.
- Poseer un plan de medida de seguridad para la carga y descarga para el personal.
- El conductor del camión deberá estar sobrio, y permanecer siempre en la cabina durante el periodo de descarga y carga.
- No se sobrecarga el vehículo más de la capacidad admitida para la que fue diseñado.
- El vehículo se conducirá de manera prudente y a una velocidad moderada. Giros y curvas se realizan a baja velocidad, según las condiciones de la carretera.
- Asegurar el estado del vehículo mecánicamente.
- Se centran las cargas, y se aseguran con cables u otros dispositivos certificados que aseguren la fijación del elemento. “Las piezas deben de atarse con eslingas certificadas transversales formando una carga conjunta y unida al camión para evitar desplazamiento” (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- “El apoyo en la caja del camión se hará de forma que la carga apoye en las proximidades de los ejes delantero y trasero, colocando cuñas de madera para evitar golpes en caso de holguras” (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- “Apoyos se pondrán a 0,4-1 m de los extremos en el caso de las piezas pretensadas, colocándoles bajo ganchos en el caso de vigas armadas” (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- “En pilares se usa el agujero de bulón para el atado de piezas entre sí” (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- Si las piezas son peraltadas, la carga máxima será de 5 peraltadas

aligeradas. En el caso de transportes especiales el máximo es de 3, y se recomienda usar refuerzo en forma de U sobre las vigas en la zona central atornillado a las mismas. Además, para evitar golpes se colocarán tacos de madera en la cumbre. (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).

- Para cubiertas nervadas, se apilarán máximo en 2 alturas (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- “En caso de paneles, se recomienda usar bastidores para su transporte” (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- “Para operaciones de guiado se usarán cuerdas o cables para evitar que los operarios realicen el guiado de forma manual. Se detendrán labores de esta índole cuando haya fuertes vientos” (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- Se manipularán las piezas cuando se haya asegurado el enganche de al menos dos puntos, o bien aquellos que determine el encargado (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).
- Los operarios no deben subirse a la parte superior de la carga para realizar los trabajos de enganche/ desenganche de elementos de izado, por lo que se contemplan medios auxiliares para realizar esta labor (Bartolomé; Arévalo & Pascual, 2012, p.58).

Se presentan dibujos en las figuras 13,14, 15 y 16 de cómo deben quedar asegurados distintos elementos tipo viga en un camión.

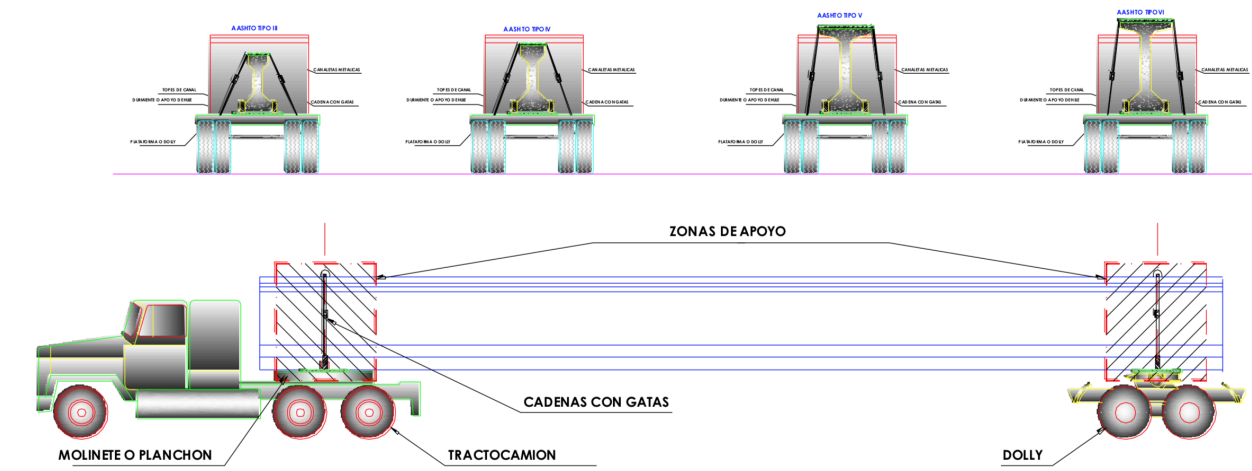


Figura 13. Configuración para transporte de vigas tipo AASHTO.
Fuente: Obtenido de Argueta (2012).

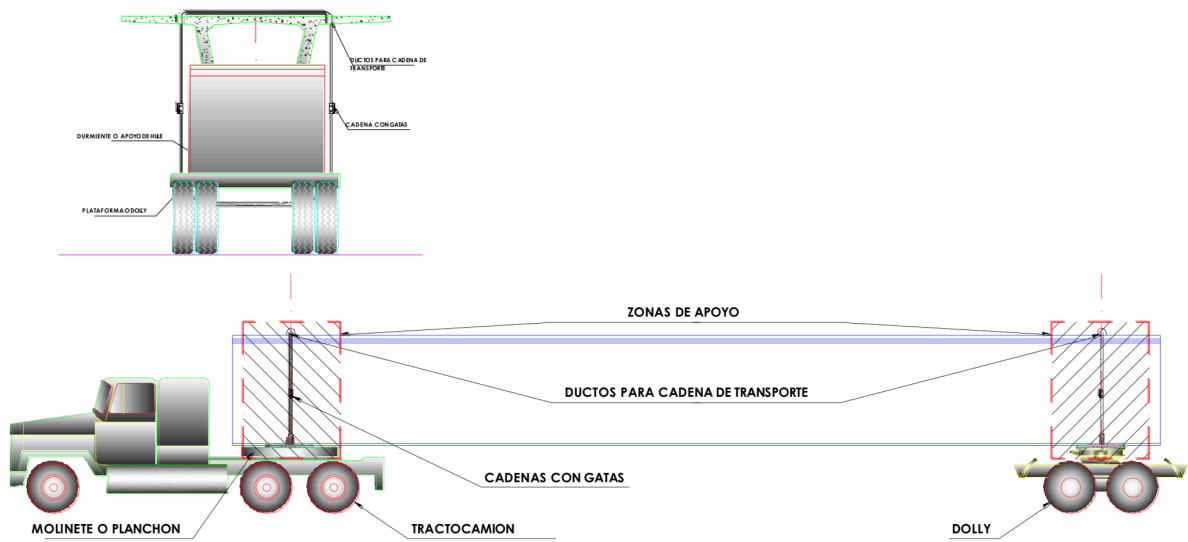


Figura 14. Configuración para transporte de Trabes Cajón.
Fuente: Obtenido de Argueta (2012).

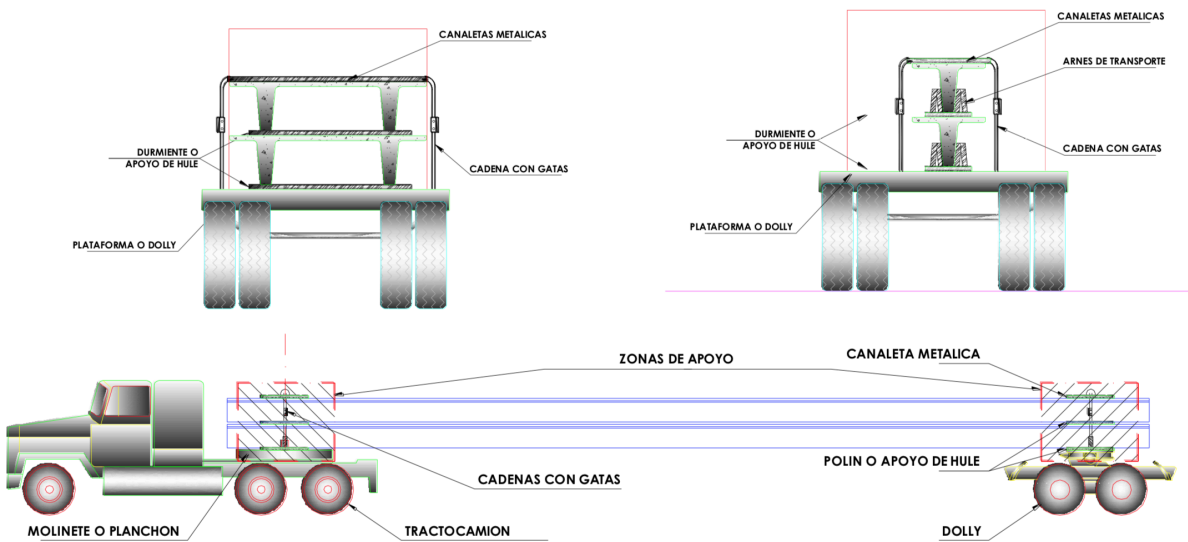


Figura 15. Configuración para transporte de Trabes DT y T respectivamente.
Fuente: Obtenido de Argueta (2012).

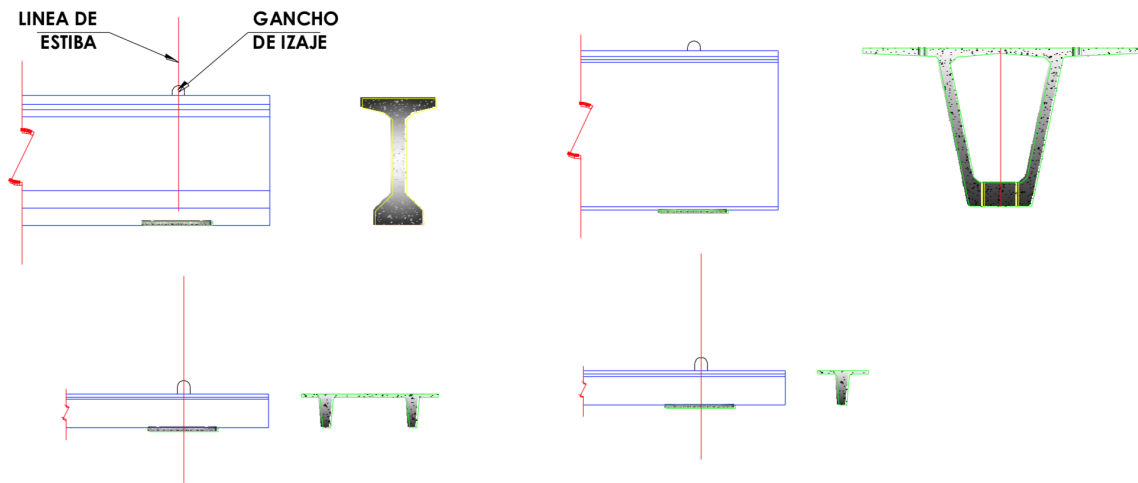


Figura 16. Zonas de apoyo para estiba y transporte.
Fuente: Obtenido de Argueta (2012).

En las figuras 13,14,15 y 16, se observa cómo se genera una correcta colocación de ciertos elementos en los camiones o vehículos de transporte. Se sabe que el transporte a usar varía dependiendo de: dimensiones del elemento, disponibilidad de circulación y capacidad del vehículo.

Tolerancias de elementos presforzados y de ensayos de control.

Tolerancias geométricas de elementos

A continuación de la tabla 28 a la 34, se presentan lo que son las tolerancias geométricas con sus respectivos dibujos de distintos tipos de elementos que son presforzados. Cabe resaltar que, si la sección sufre variaciones como huecos por ductos de servicios públicos, secciones variables, u otro elemento que modifique el área transversal, podría verse afectada la contra flecha, y dar valores más elevados. Dichas modificaciones deben ser evaluadas por el ingeniero responsable o estructural.

Tabla 28. Tolerancias generales de sección Doble T presforzadas.

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
a	Longitud	25
b	Ancho (total)	6
c	Peralte	6
d	Ancho del nervio	3
e	Espesor de la aleta	+6 y -3
f	Distancia entre nervios	6
g	Distancia entre nervio y orilla de la aleta superior	6
h	Variación en la cuadratura o esviaje en la aleta	3
i	Variación en la verticalidad del nervio más de 60 cm de peralte	13
	Variación en la verticalidad del nervio 60 cm o menos de peralte	6
j	Corrimiento longitudinal en longitudes de hasta 12 m	6
	Corrimiento longitudinal en longitudes entre 12 y 18	9,5
	Corrimiento longitudinal en longitudes mayores a 18 m	13
k	Variación en la contra flecha con respecto a la del diseño por cada 3m	6
	Variación en la contra flecha con respecto a la del diseño como máximo	19
m	Posición de tendones individuales	6
	Posición de conjunto de tendones	13
o	Posición de huecos	25
p	Tamaño de huecos	13
q	Posición de placas	25

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
r	Posición placas de apoyo	13
s	Ladeo o hundimiento de placas	6
t	Ladeo o hundimiento de placas de apoyo	3
u	Posición de ductos	25
v	Posición de insertos para conexiones estructurales	13
w	Posición de dispositivos de izaje paralelo a la longitud	150
	Posición de dispositivos de izaje transversal a la longitud	25
x	Deformidad local en 3 m	6

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.103).

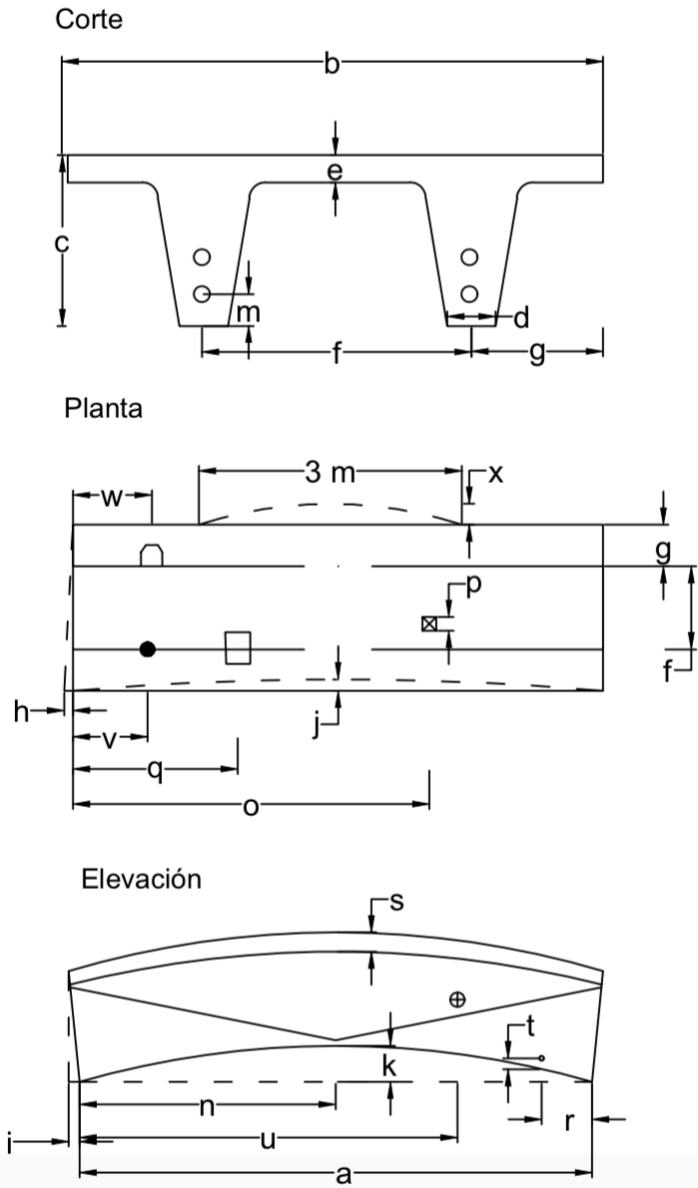


Figura 17. Tolerancias geométricas para Doble T presforzadas.
Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.103).

Tabla 29. Tolerancias generales de sección T presforzadas.

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
a	Longitud	25
b	Ancho (total)	6
c	Peralte	6
d	Ancho del nervio	3
e	Espesor de la aleta	+6 y -3
f	Distancia entre nervios	6
g	Distancia entre nervio y orilla de la aleta superior	6
h	Variación en la cuadratura o esviaje en la aleta por cada 300 mm de ancho	3
	Variación máxima en la cuadratura o esviaje en la aleta	13
i	Corrimiento longitudinal en longitudes de hasta 12 m	6
	Corrimiento longitudinal en longitudes entre 12 y 18	9,5
	Corrimiento longitudinal en longitudes mayores a 18 m	13
j	Variación en la contra flecha con respecto a la del diseño por cada 3m	6
	Variación en la contra flecha con respecto a la del diseño como máximo	19
l	Posición de tendones individuales	6
	Posición de conjunto de tendones	13
n	Posición de huecos	25
o	Tamaño de huecos	13

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
p	Posición de placas	25
q	Posición placas de apoyo	13
r	Ladeo o hundimiento de placas	6
s	Ladeo o hundimiento de placas de apoyo	3
t	Posición de ductos	25
u	Posición de insertos para conexiones estructurales	13
v	Posición de dispositivos de izaje paralelo a la longitud	150
	Posición de dispositivos de izaje transversal a la longitud	25
x	Deformidad local en 3 m	6

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.104).

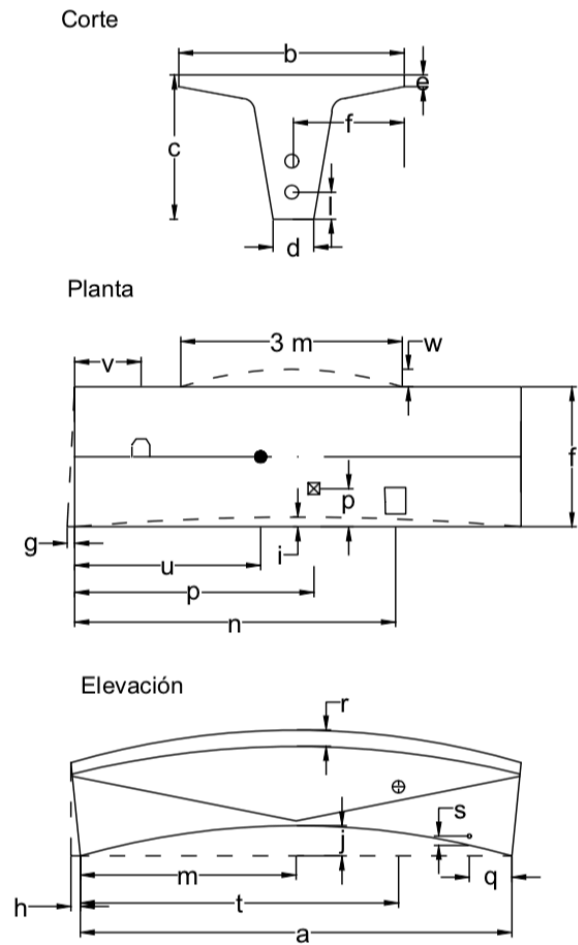


Figura 18. Tolerancias geométricas para Sección T presforzadas.
 Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.104).

Tabla 30. Tolerancias generales de Vigas convencionales (Trabes convencionales) presforzadas.

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
a	Longitud	19
b	Ancho (total)	6
c	Peralte	6
d	Peralte del patín inferior	6
e	Espesor de la aleta	6
e ₁	Ancho patín inferior	6
f	Corrimiento longitudinal en longitudes de hasta 12 m	6
	Corrimiento longitudinal en longitudes entre 12 y 18	13
	Corrimiento longitudinal en longitudes mayores a 18 m	16
g	Variación en la verticalidad del nervio en 300 mm de peralte	3
	Variación máxima en la verticalidad del nervio	13
h	Variación en la contra flecha con respecto al diseño por cada 3 m	3
	Variación máxima en la contra flecha con respecto al diseño	19
i	Posición de tendones individuales	6
	Posición de tendones en conjunto	13
k	Posición de placas	25
l	Posición placas de apoyo	13

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
m	Ladeo o hundimiento de placas	6
n	Ladeo o hundimiento de placas de apoyo	3
o	Posición de ductos	25
p	Posición de insertos para conexiones estructurales	13
q	Posición de dispositivos de izaje paralelo a la longitud	300
	Posición de dispositivos de izaje transversal a la longitud	13
r	r ₁ posición de estribos o aros a lo longitudinal	50
	r ₂ posición de estribos o aros en la proyección de la superficie	+6 y -13
x	Deformidad local en 3 m	6

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.105).

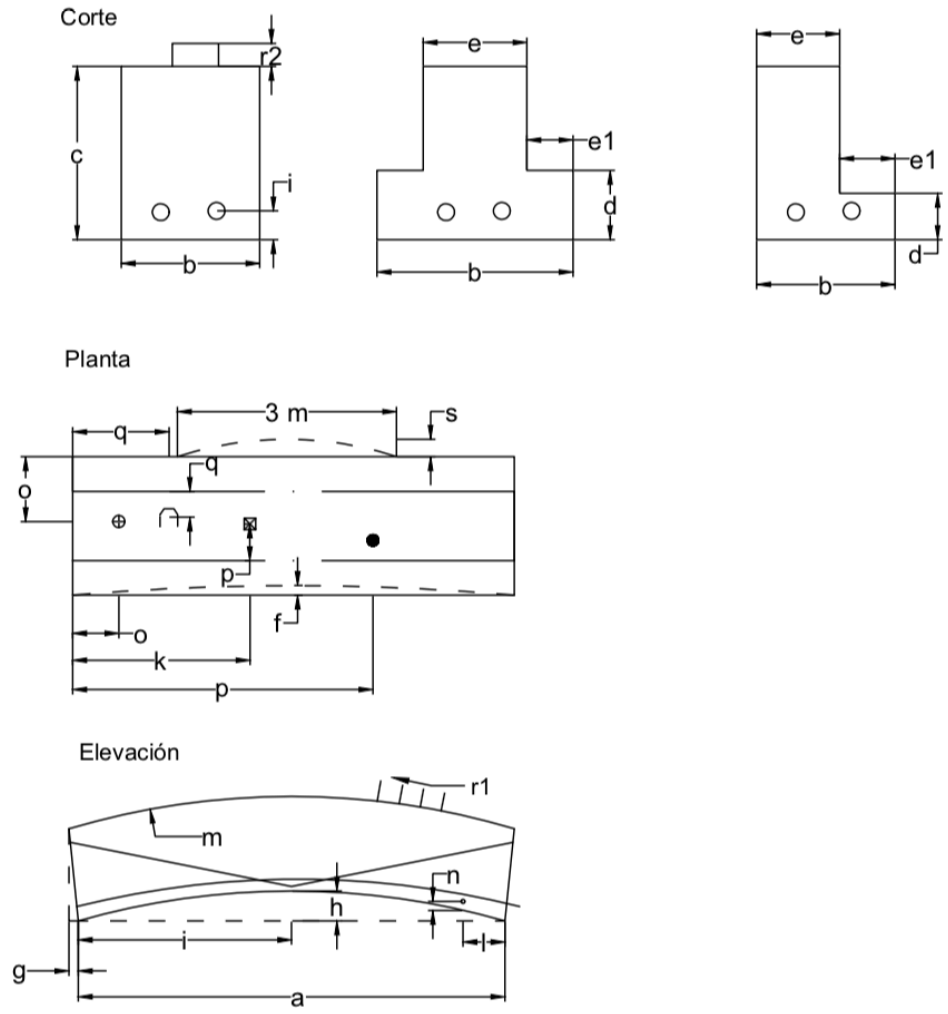


Figura 19. Tolerancias generales de Vigas convencionales (Trabes convencionales) presforzadas presforzadas.
Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.105).

Tabla 31. Tolerancias generales de Vigas I de AASHTO presforzadas.

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
a	Longitud cada 8 metros	6
b	Ancho (total)	+9,5, -6
c	Peralte	+13, -6
d	Peralte de patines	6
e	Ancho del alma	+9,5, -6
f	Corrimiento longitudinal por cada 3m	3
h	Variación en la contra flecha con respecto al diseño por cada 3 m	3
	Variación de la contra flecha con respecto al diseño hasta 24 m	19
	Variación de la contra flecha con respecto al diseño a más de 24 m	25
i	Posición de tendones individuales	6
	Posición de tendones en conjunto	13
k	Posición de placas	25
l	Posición placas de apoyo	16
m	Ladeo o hundimiento de placas	6
n	Ladeo o hundimiento de placas de apoyo	3
o	Posición de ductos	25
p	Posición de insertos para conexiones estructurales	13
q	Posición de dispositivos de	150

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
	izaje paralelo a la longitud	
	Posición de dispositivos de izaje transversal a la longitud	25
r	r ₁ posición de estribos o aros a lo longitudinal	50
	r ₂ posición de estribos o aros en la proyección de la superficie	19
x	Deformidad local en 3 m	6

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.106).

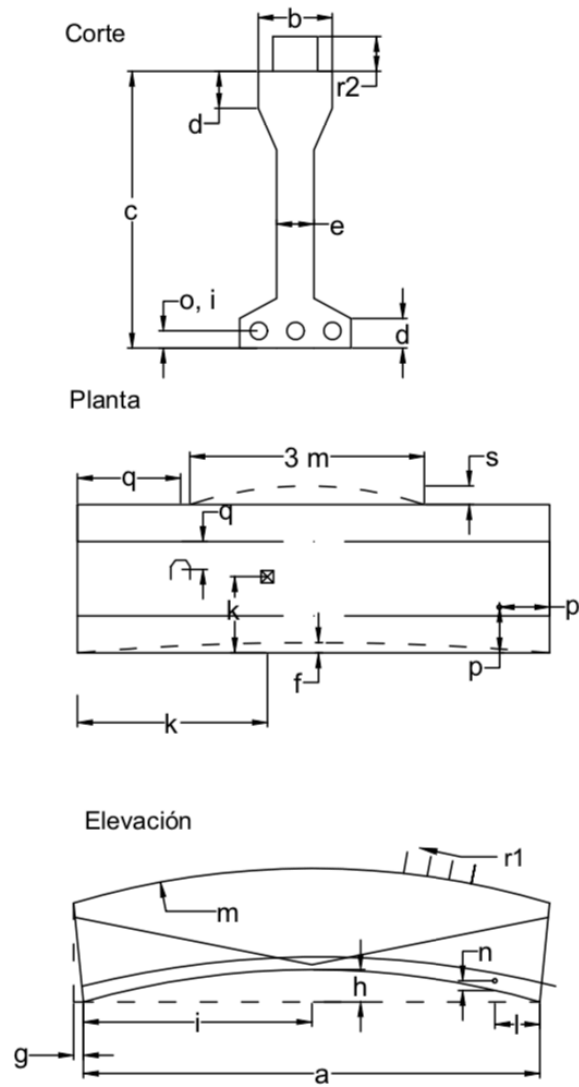


Figura 20. Tolerancias geométricas para Traveses I de AASHTO presforzadas.
Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.106).

Tabla 32. Tolerancias generales de losas extruidas o alveolares presforzadas.

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
a	Longitud cada 8 metros	13
b	Ancho (total)	6
c	Peralte	6
dt	Espesor inferior	No será menor al 85% del área nominal de la multiplicación de $d \cdot b$
e	Espesor del alma	No deberá ser menor al 85% del espesor nominal definido por $\sum e$ nominal
f	Posición de los huecos	50
g	Variación en el ángulo extremo por 300 mm	3
	Variación máxima en el ángulo extremo	13
h	Variación de la verticalidad del extremo	13
i	Corrimiento longitudinal	9,5
j	Posición de tendones individual	13
	Posición de tendones en conjunto	6
k	Posición de placas	50
l	Ladeo o hundimiento de placas	6
s	Deformidad local en 3 m	6
n	Variación de la contraflecha con respecto a la de diseño	Deben de discutirse con el productor para establecer tolerancias entre elementos

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
		adyacentes Peso de placa: No deberá exceder el 110% del peso calculado con valores nominales publicados como peso propio.

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.107).

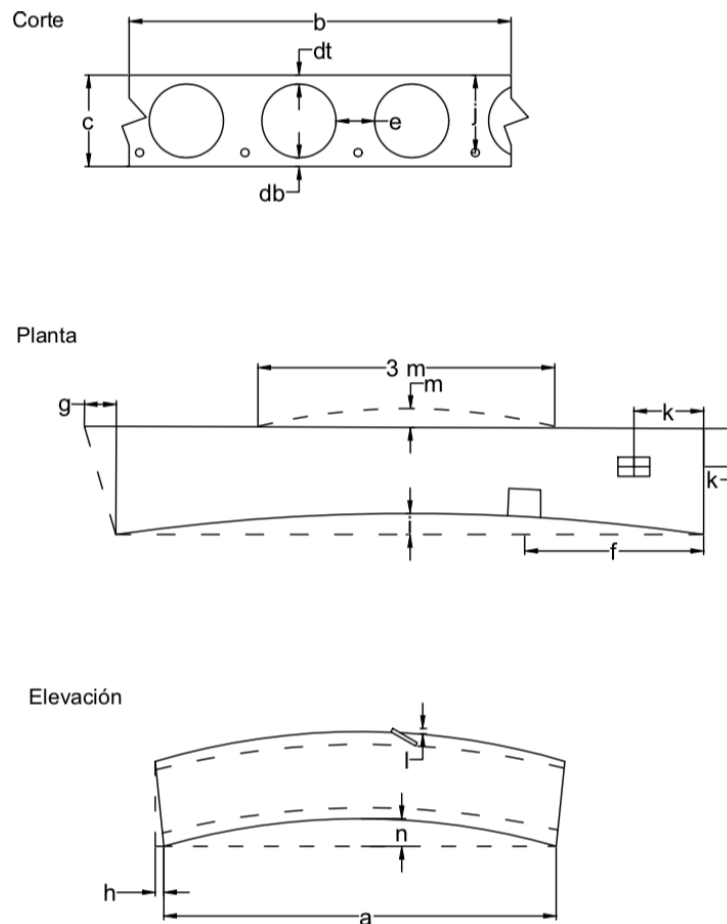


Figura 21. Tolerancias geométricas para Losas Extruidas o Alveolares presforzadas.

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.107).

Tabla 33. Tolerancias generales de columnas presforzadas.

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
a	Longitud	13
b	Dimensión de la sección	6
c	Variación de la verticalidad o escuadra del extremo por 300 mm	6
	Variación máxima de la verticalidad o escuadra del extremo	9,5
d	Pandeo lateral o corrimiento lateral por 3 m	3
	Pandeo máximo lateral o corrimiento lateral	13
e	Posición tendones	6
g	Ladeo o hundimiento de placas de apoyo	6
i	Posición de dispositivos de izaje paralelo a la longitud	13
	Posición de dispositivos de izaje transversal	25
j	Dimensión total de la base	6
k	Tamaño de ménsula y localización	6
l	Variación de apoyo	3
s	Variación en el apoyo por 300 mm	3
	Variación máxima en el apoyo	9,5
n	Deformidad local en 3 m	6

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.108).

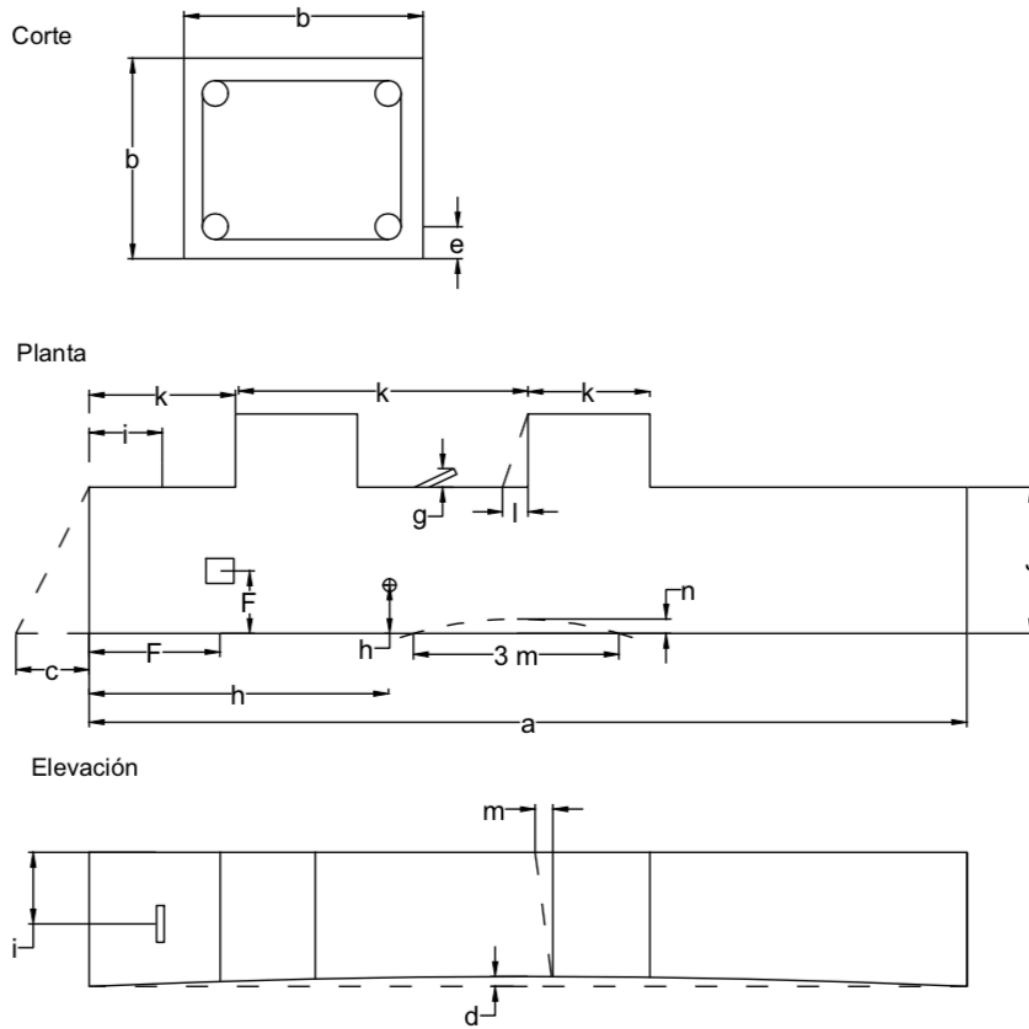


Figura 22. Tolerancias geométricas para Columnas presforzadas.
Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.108).

Tabla 34. Tolerancias generales vigas cajón con aletas presforzadas.

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
a	Longitud	19
bt	Ancho aletas	6
bb	Ancho base	6
c	Peralte	6
dt	Peralte patín superior	6
db	Peralte patín inferior	6
e	Ancho alma	6
f	Corrimiento longitudinal en longitudes de hasta 12 m	6
	Corrimiento longitudinal entre 12 y 18 m de longitud	9,5
	Corrimiento longitudinal mayor de 18m	13
g	Variación horizontal en la verticalidad o escuadra extremo para 300 mm de peralte o menos	3
	Variación máxima horizontal en la verticalidad o escuadra extremo	13
	Variación vertical en la verticalidad o escuadra extremo	13
h	Variación en la contra flecha con respecto a la de diseño por cada 3m	3
	Variación máxima en la contra flecha con respecto a la de diseño	19
j	Posición individual del torón	6
	Posición en conjuntos de torones	13
l	Posición de placas	25
m	Ladeo o hundimiento de placas	6

Referencia	Parámetro	Tolerancia (\pm mm)
n	Posición de ductos para postensado	6
o	Posición de insertos para conexiones estructurales	13
p	Posición de dispositivos de izaje paralelo a la longitud	150
	Posición de dispositivos de izaje transversales a la longitud	25
q	Posición de estribos q1 espaciamiento longitudinal	50
	Posición de estribos q2 proyección de la superficie	+6 y -13
r	Ladeo o hundimiento de superficie de apoyo	3
s	Posición de tubos verticales	16
t	Posición de tubos o accesorios para diafragma, paralelo a la longitud	13
	Posición de tubos o accesorios para diafragma, vertical	9,5
u	Posición del hueco central junto al bloque extremo	25
s	Deformidad local en 3 m	6

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.108).

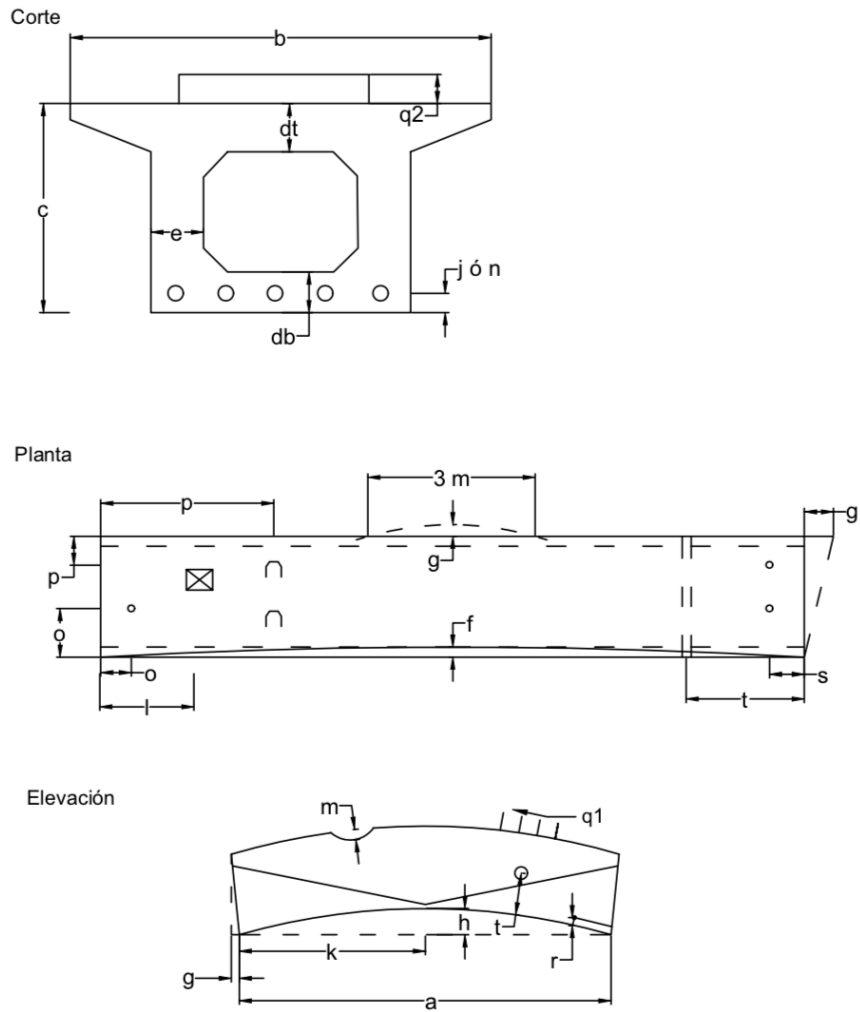


Figura 23. Tolerancias geométricas para Trabes Cajón con Aletas.
Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.108).

De acuerdo con Méndez (2015), indica que de no cumplir con las tolerancias permitidas no indica motivo de rechazo definitivo, según lo siguiente:

- “Si la tolerancia excedente no afecta la integridad estructural, desempeño arquitectónico de la unidad u otros aspectos” (Méndez, 2015, p. 235).
- “La unidad o elemento prefabricado se pone dentro de tolerancia por medios estructurales y arquitectónicos aceptados” (Méndez, 2015, p. 235).
- “El conjunto total de piezas montadas se modifica razonablemente para cumplir todos los requerimientos arquitectónicos y estructurales” (Méndez, 2015, p. 235).

En las tablas 35 y 36, se muestran las tolerancias para elementos en sus dimensiones totales, como: largo, ancho y peralte. Estas tolerancias están limitadas de acuerdo a sus dimensiones, ya que mientras más grande sea geoméricamente más variación en sus dimensiones se permiten.

Tabla 35. Tolerancias para largo y ancho de elementos dependiendo de sus dimensiones.

	Largo y ancho (m)	Tolerancias (\pm mm)
Largo y ancho de	0,00 a 0,49	20
Largo y ancho de	0,50 a 0,99	25
Ancho	1,00 a 1,49	45
Ancho	1,50 a 1,99	45
Ancho	2,00 a 2,49	55
Ancho	2,50 a 2,99	65
Largo	3,00 a 3,99	70
Largo	4,00 a 4,99	75
Largo	5,00 a 5,99	80
Largo	6,00 a 6,99	85
Largo	7,00 a 7,99	90

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.92).

Tabla 36. Tolerancias generales de altura dependiendo de sus dimensiones.

Altura (m)	Tolerancia (±mm)
0,00 a 0,30	2
0,31 a 0,50	3
0,51 a 0,70	4
0,71 a 1,00	5
1,00 o más	6

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.92).

Para las tolerancias de las flechas máximas permitidas, según ANIPPAC (2000, p.92), se obtienen a través de las ecuaciones 7 y 8.

$$\Delta F = \frac{L}{240} \quad \text{Ec.7}$$

$$\Delta F = \frac{L}{360} \quad \text{Ec.8}$$

Tolerancias de montaje

Para lo que son las tolerancias de colocación del elemento en obra, se establecen las siguientes presentes en la tabla 37.

Tabla 37. Tolerancias de montaje.

Ubicación de elemento	Tolerancia (± mm)
Sobre planos verticales	25
Sobre planos horizontales	25
Perpendiculares al plano de la fachada	15

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.92).

Según de ANIPPAC en las tolerancias se toman en cuenta errores admisibles de desplome de concreto y de estructuras de acero.

Con respecto a la diferencia de altura de una estructura o elemento a otro, se contemplan las siguientes tolerancias, según ANIPPAC (2000, p. 93), de acuerdo sea el nivel de importancia dependiendo al uso que se le dé al elemento.

- Tipo A (especiales): 0,4% del peralte del elemento.
- Tipo B (cuidados): 0,6% del peralte del elemento.
- Tipo C (normal): 1,0% del peralte del elemento.

Para los desniveles y rugosidad, se cumplen las tolerancias presentes en la tabla 38.

Tabla 38. Tolerancias de rugosidad y desnivel.

Nivel de importancia del elemento	Tolerancia rugosidad (\pm mm)	Tolerancia desnivel (\pm mm)
Tipo A (especial)	3	5
Tipo B (cuidadoso)	6	7
Tipo C (normal)	10	10

Fuente: Obtenido de ANIPPAC (2000, p.92).

Tolerancias de ensayos de control en campo

A continuación, se muestra por medio de la tabla 39, las tolerancias permisibles para los ensayos comunes en el campo, requeridos por los inspectores.

Tabla 39. Tolerancias de ensayos de control.

Ensayo	Tolerancia del ensayo
Revenimiento menor o igual a los 100 mm	\pm 25 mm
Revenimiento mayor a los 100 mm	\pm 40 mm
Contenido de aire	\pm 5%
Masa unitaria	\pm 37 kg/m ³
Temperatura del concreto	\pm 6 °C

Ensayo	Tolerancia del ensayo
Resistencia a la compresión de cilindros	-10%

Fuente: Obtenido de PCI (1999, p. 6.13).

Otros métodos de inspección

Pruebas no destructivas

Son todas aquellas pruebas en las que no se interviene de manera directa el material a analizar, por lo general se usan equipos de alta tecnología para evaluar las propiedades de los materiales. Existen pruebas no destructivas para los siguientes materiales:

1. Concreto

Para el concreto existen los siguientes ensayos o pruebas para evaluar su propiedad en estado endurecido:

1.1 Técnicas de dureza a la superficie y resistencia a la penetración: se usa la pistola Windsor (ASTM C803/C803M) y el martillo de rebote Schmidt (esclerómetro) (ASTM C805), brinda información acerca de la uniformidad relativa y de la dureza del elemento. Es de gran ayuda para determinar áreas o zonas de debilidad en el concreto (es eficiente relacionándolo con pruebas a compresión de cilindros). Este método no es eficiente para detectar daños (ACI, 2007, p.158).

El instrumento usado para aplicar esta técnica se presenta en la figura 24.



Figura 24. Esclerómetro digital.
Fuente: Obtenido de GIS Ibérica.

1.2 Métodos de ultrasonidos: las pruebas de velocidad de pulso (ASTM C597) y transmisión de lado a lado, determinan discontinuidades o grietas en el concreto. Dichas pruebas brindan resistencia relativa, sanidad y la resistencia aproximada de un miembro de concreto. Este sistema funciona por emisión de ondas y el rechazo de las mismas, a partir de eso ven que tan sólido o poroso es el elemento. Estas pruebas no son tan exitosas porque tienden a ser variables, debido a que cada equipo presenta su configuración de eco y velocidad de pulso (ACI, 2007, p.158).

El instrumento utilizado para este tipo de pruebas es el presente en la figura 25.



Figura 25. Medidor de velocidad de pulso y dureza.

Fuente: Obtenido de Testek Group.

1.3 Pruebas de onda de esfuerzo, frecuencia resonante y eco impacto: son similares a los ultrasonidos, solo que son más eficientes y prometedores, para encontrar huecos o discontinuidades en el concreto. El equipo utiliza procesadores de espectros, y de formas de ondas sofisticados. Permite conocer mejor la capacidad estructural de un elemento analizando un solo punto (ACI, 2007, p.158).

En la figura 26, se incluye el equipo o la apariencia de este que es usado para realizar las pruebas de onda de ondas de esfuerzo.



Figura 26. Instrumento de eco impacto.
Fuente: Obtenido de NDT James Instruments.

1.4 Tomografía: usa transmisión de ondas acústicas o rayos X, para determinar las discontinuidades y da respuesta por medio de imágenes en una computadora. Proporciona resolución de calidad y precisión en laboratorio, pero en campo no se ha usado mucho, además solo se recomienda para grietas pequeñas, y con profundidades de 450 mm o menos (ACI, 2007, p.158).

Se adjunta en la figura 27 el dispositivo usado para este tipo de pruebas.



Figura 27. Instrumento de tomografía.
Fuente: Obtenido de Ultralab Engenharia.

1.5 Radiografía: Suele ser de radiación gamma, de neutrones o rayos X, este equipo (ver figura 28) determina el acero de refuerzo y huecos en el concreto, debido a la radiación de las ondas que emite el equipo. Sin embargo, se necesita de personal capacitado para usarlo, y es caro. No es adecuado

usarlo para lo que son elementos reforzados, y es un excelente instrumento para detectar daños internos grandes en el concreto (ACI, 2007, p.159).



Figura 28. Dispositivo para radiografías.
Fuente: Obtenido de Hilti.

1.6 Monitoreo y pruebas de respuesta física: se prueban estructuras a través de carga y vibración, donde se evidencian deflexiones, asentamiento, resonancia, entre otros problemas antes de usar el elemento. Dichos comportamientos anómalos se obtienen a través de distintos instrumentos como lo son, por ejemplo, los calibradores (ACI, 2007, p.159).

2. Acero de refuerzo y de presfuerzo

Para el acero existen los siguientes ensayos o pruebas para evaluar sus propiedades:

2.1 Prueba potencial de media celda: mide la conductividad eléctrica de una varilla expuesta, que eventualmente está conectada a otras que se encuentran embebidas en el concreto. Esta prueba permite determinar la presencia de corrosión, pero no da el dato del avance o daño generado por la presencia de la corrosión en el refuerzo. Además, esta prueba se limita porque el contenido de humedad y la experiencia de los operarios causa distorsiones en el resultado. Sin embargo, es el mejor ensayo no destructivo para determinar si existe o no corrosión (ACI, 2007, p.159). Se observa en la figura 29 un equipo utilizado para esta prueba.



Figura 29. Dispositivo de media celda.
Fuente: Obtenido de Elcometer

2.2 Prueba de polarización lineal: este método es similar al de media celda, solamente que esta prueba presenta un proceso un diferente. Sin embargo, de igual forma mide la corrosión del acero, pero no se indica que grado de corrosión presenta el material (ACI, 2007, p.159).

2.3 Prueba de localización magnética: esta es una prueba sencilla que funciona por principios de campos magnéticos. Por medio de esta prueba, se puede identificar la profundidad, ubicación y tamaño del acero, pero en algunos casos es complejo al tener estructuras sumamente reforzadas porque hay distintos tipos de acero (ACI, 2007, p.159).



Figura 30. Instrumento para localización magnética.
Fuente: Obtenido de Tultrasonic Flow Meter.

Pruebas destructivas

Estas pruebas son aquellas en las que se extrae el material del elemento, y es tomado para evaluarlo en un laboratorio. Dentro de las pruebas comunes están:

1. Obtenciones de corazones de concreto, para el muestreo, pruebas mecánicas, petrográficas y químicas, según ASTM C42/C42M y C823.
2. Pruebas de cargas estática hasta fallar.
3. Remoción de tendones, para valorar mecánicamente y metalúrgicamente. También de igual forma para el acero de refuerzo.
4. Remoción de lechada en los tendones o grasa de los mismos, según ASTM D95, D512 y D974.

Capítulo 5. Seguridad en planta

La ejecución de procedimientos seguros, donde se proteja la calidad y la integridad, así como la vida del personal presente es relevante. Por lo tanto, al trabajar con maquinaria y procesos de alto nivel de riesgo, se consideran las medidas preventivas, para evitar cualquier accidente dentro de la planta, o afuera de ella, y realizar procesos regulados así conservar la calidad del material para que no se dañe.

Lo primero que se realiza es una charla al personal involucrado. Donde se enumeren y analicen, los cuidados que deben practicar para que no ocurra ningún evento riesgoso, y que ellos ejecuten el programa o reglamento de seguridad a seguir. Dicho plan de seguridad del plantel, debe cumplir con normas, leyes y reglamentos, que se apliquen a la salud y seguridad.

Dispositivos básicos de seguridad a usar por el personal

El personal presente en planta debe contar con los siguientes equipos personales:

- Un radio para mantener la comunicación ante cualquier transporte de elemento por medio de grúas.
- chaleco llamativo, que ayude a que el trabajador sea observado con facilidad.
- Protección visual, ante cualquier tipo de basura, material o químico que afecte su vista.
- Casco que le proteja la cabeza ante cualquier impacto de un elemento o dispositivo que le caiga encima.
- Zapatos de seguridad que garanticen la protección de sus pies.
- Guantes, que le permitan manipular sustancias químicas peligrosas, superficies puntiagudas, entre otras.
- Protección auditiva, ante presencia de ruidos que generen contaminación sonora. Se considera como ruido que requiera protección, uno mayor a los 55 decibeles.
- Cinturón de seguridad y arnés, si se trabajan en alturas mayores que 1,8 metros, o si se está sobre equipos peligrosos que si se genera una caída podría dañar.

Reglas para un tensado seguro

Al tener fuerzas muy grandes aplicadas por el gato hidráulico a los cables, este procedimiento se convierte en peligroso. Debido a que, si se llega a reventar o liberar un tendón, podría dañar seriamente a una persona o causarle la muerte. Por ello, se establecen las siguientes medidas para regular el proceso y hacerlo seguro.

- “Antes de iniciar el tensado de cualquier cama, dé señales visibles y audibles para prevenir a todo el personal que no sea esencial para que deje el área adyacente a la cama” (ICCYC, 2007, p.244).
- Se debe de cerrar el área donde está el gato tensando los tendones, para que se evite que el cable si se rompe, llegue a alcanzar a dañar a alguna persona en el lugar.
- “Personal no debe estar posicionado detrás del extremo del anclaje o caminar sobre la cama o sobre el elemento directamente en línea con el tendón que está siendo tensado” (ICCYC, 2007, p.244).
- “Hacer mediciones del alargamiento del tendón por medio de escantillones o plantillas desde el lado y nunca por detrás. No haga mediciones de alargamientos mientras esté parado sobre los tendones” (ICCYC, 2007, p.244).
- Colocar sistemas de seguridad que eviten que los gatos se desplacen o muevan ante un fallo.
- Proteger a las personas involucradas con el equipo de seguridad básico personal, como fue descrito en el apartado anterior.
- “Evitar soldaduras de alambres de presfuerzo, torones o varillas de alta resistencia” (ICCYC, 2007, p.244).




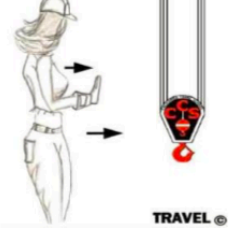
Reglas para un izaje seguro de elementos

La seguridad en el izaje es relevante debido a que, en las plantas de elementos prefabricados, se suele izar elementos de gran magnitud en dimensiones, y por lo consecuente con pesos considerables. Por lo que sería una práctica correcta, presentar un plan de seguridad de izaje que incluya los siguientes puntos que se mostrarán a continuación:

- Verificar la condición y posicionamiento de los estrobos o dispositivo de izaje usado. Se mantienen los estrobos lubricados, encasquillados para cargas muertas y peligrosas, limpios, no exponerlos a temperaturas mayores a los 100 Celsius, no aplicarles sobrecargas o sacudidas e inspeccionarlos antes de usarlos. (Méndez, 2015, p.233)

- “Obtener pesos y dimensiones por el prefabricador” (Méndez, 2015, p.234), para su correcto izaje.
- Revisar posibles fallas del elementos o fisuras, que complican el proceso.
- “Colocar la sujeción de acuerdo a lo dicho por el ingeniero estructural, y acatar las medidas brindadas por el prefabricador” (Méndez, 2015, p.234).
- “El ángulo de eslinga debe ser de 45 grados, o el especificado por el ingeniero estructural” (Méndez, 2015, p.234).
- Tener un jefe de seguridad que supervise el izaje (Méndez, 2015, p.237).
- Operadores experimentados en el uso de grúas para izaje.
- Para la grúa se estima lo siguiente: la carga a alzar no debe exceder el 90% de su capacidad, y dos o más grúas no deben alzar simultáneamente un elemento que exceda su capacidad por arriba del 88% (Méndez, 2015, p.237).
- Definir un área con el radio de afectación de la máquina de izaje, para regular el tránsito en esa área.
- Verificar la capacidad de los cables de izaje.
- Colocar letreros, luces, barreras, sonidos que limiten el paso de vehículos o personas.
- Comunicar por radio cuando se procederá ejecutar una maniobra de izaje. Además, que una persona en tierra tenga comunicación con el operario de la grúa.
- Asegurarse que la carga no golpee la grúa.
- Se deben tener señales para indicar que tipo de acción se va a realizar como se muestra en el cuadro 5.

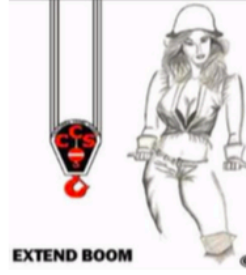
Cuadro 5. Código de señales.

 <p>GIRAR: Brazo extendido apuntando con el dedo en la dirección del aguilón</p>	 <p>PARADA: Brazo extendido, palma hacia abajo, mantener la postura rígidamente</p>
 <p>PARADA DE EMERGENCIA: Brazo extendido, palma hacia abajo, moviendo la mano rápidamente de derecha a izquierda</p>	 <p>DESPLAZAMIENTO: Brazo extendido hacia delante, mano abierta y algo elevada, hacer movimiento de empuje en la dirección del desplazamiento</p>




DOG EVERYTHING

AGARRAR TODO: Ceñir ambas manos delante del cuerpo.




EXTEND BOOM

ALARGAR EL AGUILÓN: Ambos puños delante del cuerpo, con los pulgares apuntando hacia afuera



DESPLAZAMIENTO UNA ORUGA: Bloquear la oruga del lado indicado por el puño levantado. El desplazamiento de la otra oruga se indica por el movimiento del otro puño




DESPLAZAMIENTO DE AMBAS ORUGAS: Con ambos puños delante del cuerpo, haciendo un movimiento circular uno alrededor del otro, indicando la dirección del movimiento, hacia delante o hacia atrás.



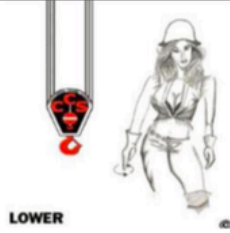
RETRACT BOOM

ACORTAR EL AGUILÓN: Ambos puños delante del cuerpo, con los pulgares apuntando hacia adentro.



HOIST

SUBIR: Con el brazo vertical y el dedo índice apuntando hacia arriba, mover la mano en un pequeño círculo horizontal.



LOWER

BAJAR: Con el brazo extendido hacia abajo y el dedo índice apuntando hacia abajo, mover la mano en un pequeño círculo horizontal.



USE MAIN HOIST

UTILIZAR EL ELEVADOR PRINCIPAL: Levantar la mano por encima de la cabeza



USE WHIP LINE

UTILIZAR EL APAREJO: Golpear ligeramente el codo con una mano: hacer entonces las señales normales.



RAISE BOOM

LEVANTAR EL AGUILÓN: Brazo extendido, dedos cerrados, pulgar apuntando hacia arriba.







LOWER BOOM

BAJAR EL AGUILÓN: Brazo extendido, dedos cerrados, pulgar apuntando hacia abajo.



MOVE SLOWLY

MOVER LENTAMENTE: Con una mano se da la señal del movimiento, la otra se coloca quieta delante.

 <p>ELEVAR EL AGUILÓN Y BAJAR LA CARGA: Con el brazo y el pulgar apuntando hacia arriba, cerrar y abrir la mano alternativamente durante el tiempo que se desee que baje la carga.</p>	 <p>BAJAR EL AGUILÓN Y SUBIR LA CARGA: Con el brazo y el pulgar apuntando hacia arriba, cerrar y abrir la mano alternativamente durante el tiempo que se desee que suba la carga.</p>
 <p>DESPLAZAMIENTO DEL TROLE: Con la palma de la mano apuntando hacia arriba, los dedos cerrados y el pulgar apuntando en la dirección de desplazamiento, sacudir la mano horizontalmente</p>	 <p>DESPLAZAMIENTO DEL PUENTE: Brazo extendido hacia delante, mano abierta y algo elevada, hacer movimiento de empuje en la dirección del desplazamiento</p>

Fuente: Obtenido de Méndez (2015, p. 239).

De acuerdo al cuadro anterior, se debe contar con un código de señales para comunicarse debido a que en ocasiones no se tienen radios o las distancias son muy largas como para escuchar la voz. Según Méndez, este tipo de señas cumplen con los parámetros estipulados por la OSHA, que es un ente internacional reconocido por normar la seguridad ocupacional en distintas actividades.

Referencias

American Concrete Institute. (1996). *Guide for Consolidation of Concrete (ACI 309R)*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.

American Concrete Institute. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.

American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318RS-14)*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.

Argueta, A. (2010). *Estiba, Transporte y Montaje de Estructuras Prefabricadas*. Recueprado de http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/si/si_07/te_01/ar_02.pdf

Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A.C. (2000). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*. México.

American Society for Testing Materials. (2008). *Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete (ASTM C172)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2018). *Standar Specification for Deformed and Plain Carbon Steel Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A615)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2016). *Standar Specification for Deformed and Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement (A706)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2018). *Low Relaxation, Seven Wire Steel Strand for Prestressed Concrete (ASTM A416)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2010). *Standard Specification for Filled Epoxy-Coated Seven-Wire Prestressing Steel Strand (A882)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2015). *Standard Specification for Stress-Relieved*

Steel Wire for Prestressed Concrete (A 421). Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete (A722)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2007). *Standard Specification for Portland Cement (ASTM C150)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Specification for Concrete Aggregates (ASTM C-33)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.

Bartolomé, M., Arévalo, C., y Pascual, J.P. (2012). *Buenas Prácticas Preventivas en el Uso de Prefabricados de Hormigón*. Madrid, España.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica (4 ed.)*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto. (2007). *Manual para supervisar obras de concreto*. San José, Costa Rica.

Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto. (1994). *Práctica estándar para el curado de concreto*. San José, Costa Rica. México D.F., México: Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, A.C

Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto. (2005). *Tipos de cemento y sus usos*. San José, Costa Rica.

Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. (2007). *Manual para supervisar Obras de Concreto*. México D.F., México: Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, A.C.

- Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica. (2009). *Método de ensayo para determinar la densidad, gravedad específica, y la absorción del agregado grueso (INTE 06-02-33)*. San José, Costa Rica.
- Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica. (2010). *Método de ensayo para determinar la densidad, gravedad específica, y la absorción del agregado fino (INTE 06-02-34)*. San José, Costa Rica.
- Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica. (2015). *Requisitos del Cemento Hidráulico (INTE 06-11-15)*. San José, Costa Rica.
- Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales. (2016). *Barras de Acero Corrugadas y Lisas para Refuerzo de Elementos de Concreto Estructural en Costa Rica*. San José, Costa Rica: Lanamme.
- Lezing, R. (2017). *Material del curso de Concreto*. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago: Escuela de Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Ministerio de Economía, Industria y Comercio. *Norma oficial de especificaciones para los agregados finos y gruesos para concreto (No10854-MEIC)*. San José, Costa Rica.
- Ministerio de Economía, Industria y Comercio. (2004). *Reglamento técnico de cementos hidráulicos (RTCR 383)*. San José, Costa Rica.
- Ministerio de Economía, Industria y Comercio. (2011). *Reglamento técnico para Barras y Alambres de refuerzos para concreto (RTCR 452)*. San José, Costa Rica.
- Méndez, J. (2015). *Principios Básicos de la Prefabricación y Aplicación de Presfuerzo en Concreto* (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F, México.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (2010). *Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes*. San José, Costa Rica: Lanamme.
- Montani, R. (2012). *Reparaciones de grietas Inyectando Resinas por Medio de Gravedad*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.

Navarro, A. (2014). *Diagnóstico de procedimientos de inspección estructural y propuestas de herramientas de estandarización* (Tesis de Licenciatura). Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Precast/Prestressed Concrete Institute. (1999). *Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products (4 ed.)*. California, Estados Unidos de América: Precast/Prestressed Concrete Institute.

Sason A.S. (Mayo de 1992). Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand. *PCI Journal*. *PCI Journal*. 25 pp- 30 pp.

Watson, P. (2012). *Guía práctica de procedimientos de aplicación para reparaciones de concreto*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.

Apéndices

Tablas y diagrama de flujo de inspección de referencia

Apéndice 1. Propiedades geométricas de las varillas de refuerzo.

Número de Varilla	Diámetro (mm)	Área (cm ²)
3	9,52	0,71
4	12,70	1,29
5	15,88	2,00
6	19,05	2,84
7	22,22	3,87
8	25,40	5,10
9	28,65	6,45
10	32,26	8,19
11	35,81	10,06

Apéndice 2. Diámetro del mandril de doblado.

Número de varilla	Diámetro de mandril (mm)	
	ASTM A-615	ASTM A-706
3	33	29
4	44	38
5	56	48
6	95	76
7	111	89
8	127	102
9	201	172
10	226	194
11	251	215

Apéndice 3. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

Ensayo	Norma ASTM A-615		Norma ASTM A-706
	Grado 40	Grado 60	Grado 60
Esfuerzo de Cedencia Mínimo (MPa)	280	420	420
Esfuerzo de Cedencia Máximo (MPa)	No se exige	No se exige	540
Esfuerzo Máximo Mínimo (MPa)	420	620	550

Apéndice 4. Elongación del acero de refuerzo en 200 mm.

Número de Varillas	Norma ASTM A-615		Norma ASTM A-706
	Grado 40	Grado 60	Grado 60
#3	11%	9%	14%
#4, #5 y #6	12%	9%	14%
#7, #8	-	8%	12%
#9, #10 y #11	-	7%	12%
Relación mínima del esfuerzo de cedencia con el refuerzo máximo	No exige	No exige	1,25

Apéndice 5. Composición química del acero de refuerzo.

Elemento químico	ASTM A-706		ASTM A-615	
	Máximo Permitido (%)	Máximo permitido en chequeo de control (%)	Máximo Permitido (%)	Máximo permitido en chequeo de control (%)
Carbón	0,3	0,33	-	-
Manganeso	1,5	1,56	-	-
Fósforo	0,035	0,043	0,06	0,075
Azufre	0,045	0,053	-	-
Silicón	0,5	0,55	-	-

Apéndice 6. Diámetro y elongación del torón.

Diámetro Nominal del Torón (mm)	Carga mínima al 1% de extensión (ton)
Grado 250	
6,4	3,67
7,9	5,92
9,5	8,17
11,1	11,02
12,7	14,69
15,2	22,05
Grado 270	
9,5	9,39
11,1	12,65
12,7	16,86
13,2	11,02
14,3	21,11
15,2	23,92
15,7	25,64
17,8	32,43

Apéndice 7. Propiedades químicas de los alambres y barras de postensado.

Elemento	ASTM A-421		ASTM A-722	
	Máximo Permitido (%)	Máximo permitido en chequeo de control (%)	Máximo Permitido (%)	Máximo permitido en chequeo de control (%)
Fósforo	0,0400000	0,0400032	0,0400000	0,0400032
Azufre	0,0500000	0,0500040	0,0500000	0,0500040

Apéndice 8. Propiedades geométricas de barras de ASTM A-722 y diámetros de doblado.

Tipo de barra de ASTM A-722	Diámetro de la barra (mm ²)	Área nominal (mm ²)	Diámetro de doblado (mm)
Tipo I Barras (lisas)	19	284	-
	22	387	-
	25	503	-
	29	639	-
	32	794	-
	35	955	-
Tipo II Barras (deformadas)	15	181	90
	20	271	120
	26	548	156
	32	806	256
	36	1019	288
	46	1664	460
	65	3331	650
	75	4419	900

Apéndice 9. Longitud en centímetros de empalmes por traslape para acero grado 40.

Número de varilla	Límite inferior					Límite superior				
Empalme clase A										
Resist. a 28 días del concreto (kg/cm ²)	210	280	350	450	600	210	280	350	450	600
3	38	38	30	30	30	53	53	32	30	30
4	39	39	30	30	30	54	54	42	37	32
5	49	48	37	33	30	68	67	52	46	40
6	58	50	45	40	34	81	70	63	56	48
7	67	59	52	46	40	94	82	73	65	56
8	77	66	60	53	46	108	93	84	74	64
9	86	75	67	59	51	121	105	94	83	72
10	96	84	74	66	57	135	117	104	92	80

Número de varilla	Límite inferior					Límite superior				
11	106	91	82	72	63	148	128	115	101	88
Empalme clase B										
3	49	49	39	39	39	69	69	42	39	39
4	50	50	39	39	39	70	70	55	48	42
5	63	62	48	43	39	88	87	68	60	52
6	75	65	59	52	45	105	91	82	73	62
7	87	76	68	60	52	122	107	95	85	73
8	100	86	78	69	59	140	121	109	96	83
9	112	98	87	77	67	157	137	122	108	94
10	125	109	97	85	74	176	152	135	120	104
11	137	119	107	94	82	192	166	150	131	114

Apéndice 10. Longitud en centímetros de empalmes por traslape para acero grado 60.

Número de varilla	Límite inferior					Límite superior				
Empalme clase A										
Resist. a los 28 días del concreto (kg/cm ²)	210	280	350	450	600	210	280	350	450	600
3	44	38	34	30	30	61	53	47	42	36
4	58	50	45	39	34	81	70	63	55	48
5	72	63	56	50	43	101	88	78	70	60
6	86	75	67	59	51	120	105	94	83	72
7	101	87	79	69	60	141	122	110	97	84
8	115	100	89	79	69	161	140	125	110	96
9	130	112	101	89	77	182	157	141	124	108
10	144	125	111	99	86	202	175	156	138	120
11	159	137	123	109	94	222	192	172	152	132
Empalme clase B										
3	57	49	44	39	39	79	69	61	55	47
4	75	65	59	51	45	105	91	82	72	62
5	94	82	72	65	56	131	114	101	91	78
6	111	98	87	77	67	156	137	122	108	94

Número de varilla	Límite inferior					Límite superior				
	7	131	113	102	90	78	183	159	143	126
8	150	130	116	102	89	209	182	163	143	125
9	169	146	131	115	100	237	204	183	161	140
10	188	163	145	128	111	263	228	203	179	156
11	206	178	160	141	123	289	250	224	198	172

Apéndice 11. Espaciamiento mínimo entre traslapes.

Número de barra	Espaciamiento (mm)
3	400
4	510
5	640
6	770
7	890
8	1020
9	1150
10	1290
11	1440

Apéndice 12. Longitud en centímetros de anclaje recta (L_{ar}) grado 40.

Número de varilla	Límite inferior					Límite superior				
	Tolerancia permisible para todos los casos de -2,5 cm									
Resist. a los 28 días del concreto (kg/cm ²)	210	280	350	450	600	210	280	350	450	600
3	38	38	30	30	30	53	53	32	30	30
4	39	39	30	30	30	54	54	42	37	32
5	49	48	37	33	30	68	67	52	46	40
6	58	50	45	40	34	81	70	63	56	48
7	67	59	52	46	40	94	82	73	65	56
8	77	66	60	53	46	108	93	84	74	64
9	86	75	67	59	51	121	105	94	83	72
10	96	84	74	66	57	135	117	104	92	80
11	106	91	82	72	63	148	128	115	101	88

Apéndice 13. Longitud en centímetros de anclaje recta (L_{ar}) grado 60.

Número de varilla	Límite inferior					Límite superior				
	Tolerancia permisible para todos los casos de -2,5 cm									
Resist. a los 28 días del concreto (kg/cm ²)	210	280	350	450	600	210	280	350	450	600
3	44	38	34	30	30	61	53	47	42	36
4	58	50	45	39	34	81	70	63	55	48
5	72	63	56	50	43	101	88	78	70	60
6	86	75	67	59	51	120	105	94	83	72
7	101	87	79	69	60	141	122	110	97	84
8	115	100	89	79	69	161	140	125	110	96
9	130	112	101	89	77	182	157	141	124	108
10	144	125	111	99	86	202	175	156	138	120
11	159	137	123	109	94	222	192	172	152	132

Apéndice 14. Longitud en centímetros de ganchos estándar (l_{ag}) grado 40.

Número de varilla	Con tolerancias de -1,3 cm				
Resist. a los 28 días del concreto (kg/cm ²)	210	280	350	450	600
3	15	15	15	15	15
4	20	17	15	15	15
5	24	22	20	17	15
6	30	26	23	21	18
7	35	30	27	24	21
8	40	34	31	27	24
9	45	38	35	31	27
10	50	43	40	34	30
11	54	48	43	38	32

Apéndice 15. Longitud en centímetros de ganchos estándar (l_{ag}) grado 60.

Número de varilla	Con tolerancias de -1,3 cm				
Resist. a los 28 días del concreto (kg/cm ²)	210	280	350	450	600
3	23	20	18	16	15
4	30	26	23	21	18
5	37	32	29	26	22
6	45	39	35	31	26
7	52	45	40	36	31
8	60	51	46	41	35
9	67	58	52	46	40
10	74	64	58	51	44
11	81	71	63	56	48

Apéndice 16. Separación mínima de paquetes de ductos postensados.

Tamaño Máximo Nominal de agregado grueso (in)	Separación mínima (cm)
2	7
1 1/2	5
1	3
3/4	3
1/2	2
3/8	1
N.4	0,6
N.8	0,5

Apéndice 17. Espaciamiento entre varillas paralelas longitudinales.

Número de Barra longitudinal	Espaciamiento teórico (mm)	Separación mínima (cm)
3	25	25
4	25	25
5	25	25
6	25	25
7	25	25
8	25	25
9	29	25
10	33	25
11	35	25

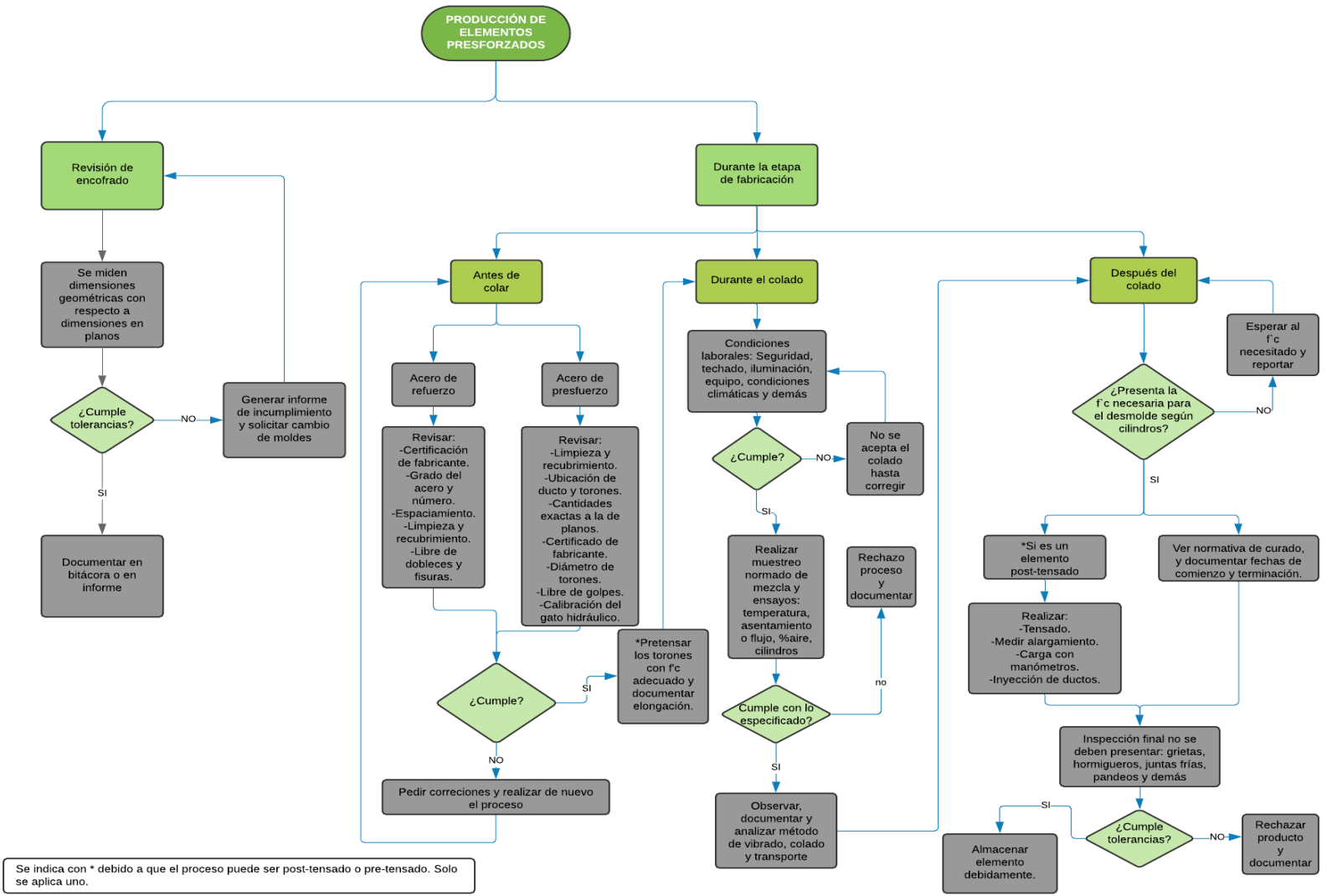
Apéndice 18. Espaciamiento longitudinal entre aros.

Número de varilla longitudinal	Número de varilla transversal							
	3				4			
	3	4	5	6	3	4	5	6
	Espaciamiento en aros de confinamiento (cm)				Espaciamiento en aros de no confinamiento (cm)			
3	8	8	8	8	16	16	16	16
4	11	11	11	11	22	22	22	22
5	13	13	13	13	26	26	26	26
6	15	15	15	15	30	30	30	30
7	15	15	15	15	30	30	30	30
8	15	15	15	15	30	30	30	30
9	15	15	15	15	30	30	30	30
10	15	15	15	15	30	30	30	30
11	15	15	15	15	30	30	30	30

Nota: Se debe de verificar que las dimensiones anteriores de los aros de confinamiento sean menores que $d/4$

Apéndice 19. Tolerancia de separación de aros según profundidad o peralte del elemento.

Profundidad o peralte del elemento (mm)	Tolerancia (\pm mm)
250	25
300	25
600	50
900	75
1200	100
1500	125
1800	150
2100	175
2400	200
2700	225
3000	250



Apéndice 26. Diagrama de flujo de inspección de elementos presforzados.

Listas de verificación para la inspección

LISTA DE VERIFICACIÓN ANTES DEL COLADO

FECHA DE INFORME:	NUM. INFORME:
PROYECTO:	CONTRATISTA:
LUGAR:	ELEMENTO:

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
INSPECCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO					
¿Se cuenta con los planos vigentes o actualizados?					
¿El etiquetado de las varillas a usar está de acuerdo a las especificaciones?	S= ASTM A615 o W= ASTM A706 y P. 21				
¿Posee el acero certificaciones del fabricante?	P.20				
¿Los tamaños de varillas son los considerados?	Planos				
¿Cumple espaciamiento vertical dentro de la tolerancia?	P.43				
¿Cumple espaciamiento horizontal dentro de la tolerancia?	P.43				

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿El nivel de oxidación del acero está dentro del rango tolerable?	P.44				
¿Los diámetros de dobleces se encuentran de acuerdo a normativa?	P.23 y 24				
¿Las varillas se encuentran con golpes o dobleces no contemplados?					
¿La cantidad de varillas longitudinales son las especificadas en planos?					
¿La cantidad de varillas transversales son las especificadas en planos?					
¿Se corrigieron cantidades de varillas?					
¿Traslapos están de acuerdo a lo que brinda en plano?	P.48				
¿Se corrigieron traslapos?					

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿Se usan separadores adecuados para dar el recubrimiento necesario?	P.40				
¿La posición de los traslapos es la indicada en planos?					
¿La posición de los traslapos en una misma sección es menor al 50%?	P.52				
¿Tiene recubrimiento epóxico de acuerdo a lo especificado?	P.28 y planos				
¿Está limpia y bien fijada la armadura?					
¿Se realizó la soldadura de acuerdo a lo especificado?	P.29				
¿El acero no sufre ningún daño después de su armado?					
¿La longitud de desarrollo cumple y está de acuerdo con lo tolerable?	P.48				

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿La longitud de anclaje cumple y está de acuerdo con lo tolerable?	P.48				
¿La armadura en general se encuentra recta sin dobleces (no culebreada)?					
¿Posee soportes que garanticen estabilidad del acero?					
INSPECCIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO					
¿Posee el acero certificaciones del fabricante?	P.25				
¿El grado del acero es el especificado?	Planos				
¿Cumple con alguna de las normas ASTM A416/ A421/ A722/ A822?	P.25 y normas mencionadas				
¿Coinciden los tamaños de los tendones?	Planos y P.25				
¿Cumple espaciamiento vertical dentro de la tolerancia?	P.44 y 70				
¿Cumple espaciamiento horizontal dentro de la tolerancia?	P.44 y 70				

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿Tiene la cantidad de tendones considerada?	Planos				
¿El nivel de oxidación del acero es permisible?	P.46				
¿Esta limpio (libre de grasa, pintura, escamas, aceite, etc) y bien posicionado?					
¿Se encuentra el tendón libre de torceduras o imperfecciones?					
¿Se tiene una longitud de desarrollo tolerable?	P.49				
¿Los torones especificados se encuentran con la lechada y ductos respectivos?	Planos				
¿Son los anclajes apropiados y protegidos contra la corrosión?	P.55				

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿Están los tendones fijados de forma correcta al gato hidráulico? (solo para pretensado en esta etapa)					
INSPECCIÓN DE ENCOFRADO (P.57)					
¿El encofrado se encuentra sobre un apoyo o base estable?					
¿Dimensiones cumplen con las del elemento?	Planos				
¿El encofrado está limpio?					
¿Se encuentra debidamente aceitado?					
¿Se encuentra sin fugas el encofrado?					
¿Los vibradores de formaleta están bien colocados de acuerdo al espaciado especificado?	P.61				
¿La formaleta está bien nivelada?					
¿Posee juntas selladas?					

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿Posee huecos para servicios?					
¿Están las varillas de refuerzo bien sujetadas?					
¿Recubrimiento tolerable para la armadura?					
¿Cuenta de puntales o soportes adecuados?					

LISTA DE VERIFICACIÓN DURANTE EL COLADO

FECHA DE INFORME:	NUM. INFORME:
PROYECTO:	CONTRATISTA:
LUGAR:	ELEMENTO:

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
CONDICIONES DE TRABAJO					
¿Se posee protección para el concreto contra posible lluvia y sol?					
¿Se tiene encofrado y armadura lista para colar?					

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿Se sigue el orden o secuencia de colado establecido (generalmente capas de abajo hacia arriba)?					
¿Personal cuenta con el equipo de protección básico de seguridad?	P.100				
¿Se tienen herramientas necesarias y adecuadas para el colado?					
PRUEBAS DE CONTROL PARA ACEPTACIÓN DEL CONCRETO A USAR					
¿Se encuentra nivelado el encofrado?					
¿Se muestrea el concreto?	ASTM C172 y P.93				
¿Se realiza el revenimiento según normativa, y es aceptable según diseño de mezcla?	ASTM C143 o C1611 y P.92				
¿Se hace el ensayo de contenido de aire según	ASTM C231 y P.92				

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
normativa y es el estimado en el diseño de mezcla?					
¿Se realiza masa unitaria según normativa, y se obtiene un dato tolerable con respecto al diseño de mezcla?	ASTM C138 y P.92				
¿Se verifica la temperatura, y es tolerable según norma?	ASTM C1064 y P.92				
¿Se elaboran especímenes según norma?	ASTM C31				
COLOCACIÓN, TRANSPORTE Y VIBRADO					
¿El camión mezclador está mezclando a un mínimo de 70-80 revoluciones?					
¿Se generan pérdidas de material?					
¿El concreto se mantiene sin contaminar durante el transporte?					
¿Se descarga el concreto antes de 1,5					

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
horas como se debe?					
¿Se coloca el concreto según velocidad de colado que soporta la formaleta?					
¿Se deja caer el concreto a no más de 1,5 m para evitar segregación?					
¿Se realiza un vibrado controlado?	P.61 y ACI 309R				
ACABADO DE SUPERFICIES					
¿Se obtiene una superficie lisa y homogénea sin visualización de agregado?					
¿Se cubre el concreto con una manta especial que impide la pérdida de agua del mismo?					
¿Se almacenan bajo techo?					

LISTA DE VERIFICACIÓN DESPUÉS DEL COLADO

FECHA DE
INFORME:

NUM.
INFORME:

PROYECTO:

CONTRATISTA:

LUGAR:

ELEMENTO:

criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
REMOCIÓN DE ENCOFRADO Y APUNTALAMIENTO					
¿Se remueve en el tiempo debido?	P.58				
¿Se poseen cilindros testigos curados en las mismas condiciones que el elemento en campo, para validar un desencofrado y destensado seguro?	ACI 311 y P.59				
¿La secuencia de desencofrado fue ordenada y continua, sin dañar el elemento?					
¿Se retiran hasta que tenga el concreto la f'_c de destensado (solamente para pretensado)?	P.60				
PROCESO DE CURADO					
CURADO CON MEMBRANA					
¿Posee la ventilación adecuada el elemento?					

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿La aplicación de la membrana se aplica sobre una superficie que no se va a intervenir más?	P.63				
¿Se aplica de manera uniforme los compuestos?	P.63				
¿Se aplican las placas de cobertura perpendicularmente para una buena cobertura?	P.63				
Si se aplica con aspersor, ¿Tiene una presión de aplicación de 5 a 7 kg/cm ² ?					
¿Se quita el agua libre superficial para su aplicación?	P. 63				
¿No se evidencia evaporación excesiva (sangrado de concreto)?	P.63				
¿Se aplica sobre una superficie seca?	P.63				
¿Mantienen la superficie húmeda después del desencofrado?	P.63				

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
¿Se agitan bien los compuestos pigmentados antes de su aplicación?					
¿Se cura como mínimo 24 horas?	P.63				
¿Se tiene el elemento adecuadamente bajo techo?					
CURADO CON VAPOR					
¿Se tiene una cámara de vapor que minimiza la humedad y pérdidas de calor?	P.64				
¿La cámara cubre todo el elemento con satisfacción, además quedan holguras arriba y a los lados?					
¿Los chorros de vapor no chocan directo con el elemento?					
¿La temperatura no excede los 82 °C?	P.64				
¿Se cura mínimo 3 horas?					
¿Se llevan gráficas de tiempo vs temperatura?					
¿Cumple con la norma?	ASTM C403				

criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
CURADO CONVENCIONAL					
¿Se tiene el elemento bajo techo sin exposición a la intemperie?					
¿Se cura mínimo durante 7 días?					
¿Se mantiene constantemente húmeda la superficie?					
ALMACENAJE DE ELEMENTOS (p.63)					
¿Se encuentran apoyados sobre cimientos o algún elemento que lo aíse del suelo?					
¿Están correctamente estabilizados impidiendo torsión o vuelco del mismo?					
¿Se utilizan materiales para estabilizar y apoyar a los elementos, que no dañan la superficie con algún orificio, o mancha química?					
¿Se encuentran bajo techo o protegidos de condiciones					

Criterio	Referencia (página de manual)	SI	NO	NO APLICA	Comentarios
climáticas que los afecten?					
VERIFICACIÓN DE LAS SUPERFICIES FINALES (p.70)					
¿Las dimensiones geométricas finales del elemento cumplen con las tolerancias especificadas?					
¿La superficie presenta fisuras o similares?					
¿Se evidencia juntas frías o líneas de flujo evidentes?					
¿Se evidencia hormigueros?					
¿Se observa acero de presfuerzo expuesto?					
¿Se observa acero de refuerzo expuesto?					
¿La superficie está uniforme de acuerdo a lo especificado (rugosidad)?					
¿Se cumple con la flecha máxima permisible?					

Plantilla de orden de cambio

ORDEN DE CAMBIO

Empresa	
Proyecto	
Dirección	
Gerente del proyecto	
Consecutivo N°	

Solicitante						
Área del solicitante						
Fecha de la solicitud						
Origen de orden de cambio		Solicitud del cliente		Acción correctiva		Modificación de doc.
		Reparación de defecto		Acción preventiva		Otros
Categoría de la solicitud		Alcance		Cronograma		Documentación
		Materiales		Mano de obra		Costo
Descripción de la solicitud						
Impactos Directos (costos, tiempo, documentación, recursos e interesados)						
Riesgos						
Monto Solicitado						

Justificación de la solicitud					
-------------------------------	--	--	--	--	--

¿El cambio afecta la Ruta Crítica?		SI		NO		Atraso en días
------------------------------------	--	----	--	----	--	----------------

Firma del solicitante					
Cédula del solicitante					

Comentarios adicionales					
-------------------------	--	--	--	--	--

Respuesta de la solicitud		Aprobada		Rechazada
Fecha de respuesta a la solicitud				

Firmas del comité de cambios		
Nombre	Roll/Cargo	Firma

Anexos

Anexo 1. Propiedades del acero de ASTM A706.

TABLE 1 Deformed Bar Designation Numbers, Nominal Weights [Masses], Nominal Dimensions, and Deformation Requirements

Bar Designation No.	Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m]	Nominal Dimensions ^A			Deformation Requirements, in. [mm]		
		Diameter, in. [mm]	Cross-Sectional Area, in. ² [mm ²]	Perimeter, in. [mm]	Maximum Average Spacing	Minimum Average Height	Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter)
3 [10]	0.376 [0.560]	0.375 [9.5]	0.11 [71]	1.178 [29.9]	0.262 [6.7]	0.015 [0.38]	0.143 [3.6]
4 [13]	0.668 [0.994]	0.500 [12.7]	0.20 [129]	1.571 [39.9]	0.350 [8.9]	0.020 [0.51]	0.191 [4.9]
5 [16]	1.043 [1.552]	0.625 [15.9]	0.31 [199]	1.963 [49.9]	0.437 [11.1]	0.028 [0.71]	0.239 [6.1]
6 [19]	1.502 [2.235]	0.750 [19.1]	0.44 [284]	2.356 [59.8]	0.525 [13.3]	0.038 [0.97]	0.286 [7.3]
7 [22]	2.044 [3.042]	0.875 [22.2]	0.60 [387]	2.749 [69.8]	0.612 [15.5]	0.044 [1.12]	0.334 [8.5]
8 [25]	2.670 [3.973]	1.000 [25.4]	0.79 [510]	3.142 [79.8]	0.700 [17.8]	0.050 [1.27]	0.383 [9.7]
9 [29]	3.400 [5.060]	1.128 [28.7]	1.00 [645]	3.544 [90.0]	0.790 [20.1]	0.056 [1.42]	0.431 [10.9]
10 [32]	4.303 [6.404]	1.270 [32.3]	1.27 [819]	3.990 [101.3]	0.889 [22.6]	0.064 [1.63]	0.487 [12.4]
11 [36]	5.313 [7.907]	1.410 [35.8]	1.56 [1006]	4.430 [112.5]	0.987 [25.1]	0.071 [1.80]	0.540 [13.7]
14 [43]	7.65 [11.38]	1.693 [43.0]	2.25 [1452]	5.32 [135.1]	1.185 [30.1]	0.085 [2.16]	0.648 [16.5]
18 [57]	13.60 [20.24]	2.257 [57.3]	4.00 [2581]	7.09 [180.1]	1.58 [40.1]	0.102 [2.59]	0.864 [21.9]

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Fuente: Obtenido de ASTM A706 (2016, p.2)

Anexo 2. Propiedades del acero de ASTM A615.

TABLE 1 Deformed Bar Designation Numbers, Nominal Weights [Masses], Nominal Dimensions, and Deformation Requirements

Bar Designation No.	Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m]	Nominal Dimensions ^A			Deformation Requirements, in. [mm]		
		Diameter, in. [mm]	Cross-Sectional Area, in. ² [mm ²]	Perimeter, in. [mm]	Maximum Average Spacing	Minimum Average Height	Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter)
3 [10]	0.376 [0.560]	0.375 [9.5]	0.11 [71]	1.178 [29.9]	0.262 [6.7]	0.015 [0.38]	0.143 [3.6]
4 [13]	0.668 [0.994]	0.500 [12.7]	0.20 [129]	1.571 [39.9]	0.350 [8.9]	0.020 [0.51]	0.191 [4.9]
5 [16]	1.043 [1.552]	0.625 [15.9]	0.31 [199]	1.963 [49.9]	0.437 [11.1]	0.028 [0.71]	0.239 [6.1]
6 [19]	1.502 [2.235]	0.750 [19.1]	0.44 [284]	2.356 [59.8]	0.525 [13.3]	0.038 [0.97]	0.286 [7.3]
7 [22]	2.044 [3.042]	0.875 [22.2]	0.60 [387]	2.749 [69.8]	0.612 [15.5]	0.044 [1.12]	0.334 [8.5]
8 [25]	2.670 [3.973]	1.000 [25.4]	0.79 [510]	3.142 [79.8]	0.700 [17.8]	0.050 [1.27]	0.383 [9.7]
9 [29]	3.400 [5.060]	1.128 [28.7]	1.00 [645]	3.544 [90.0]	0.790 [20.1]	0.056 [1.42]	0.431 [10.9]
10 [32]	4.303 [6.404]	1.270 [32.3]	1.27 [819]	3.990 [101.3]	0.889 [22.6]	0.064 [1.63]	0.487 [12.4]
11 [36]	5.313 [7.907]	1.410 [35.8]	1.56 [1006]	4.430 [112.5]	0.987 [25.1]	0.071 [1.80]	0.540 [13.7]
14 [43]	7.65 [11.38]	1.693 [43.0]	2.25 [1452]	5.32 [135.1]	1.185 [30.1]	0.085 [2.16]	0.648 [16.5]
18 [57]	13.60 [20.24]	2.257 [57.3]	4.00 [2581]	7.09 [180.1]	1.58 [40.1]	0.102 [2.59]	0.864 [21.9]
20 [64] ^B	16.69 [24.84]	2.500 [63.5]	4.91 [3167]	7.85 [199.5]	1.75 [44.5]	0.113 [2.86]	0.957 [24.3]

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

^B Refer to Note 2.

Fuente: Obtenido de ASTM A615 (2018, p. 2)

Anexo 3. Dimensiones para barras "Tipo I" según norma ASTM A722.

TABLE 1 Nominal Dimensions for Type I (Plain) Bars

Nominal Diameter		Nominal Weight (Mass)		Nominal Area ^A	
in.	mm	lb/ft	kg/m	in. ²	mm ²
3/4	19	1.50	2.23	0.44	284
7/8	22	2.04	3.04	0.60	387
1	25	2.67	3.97	0.78	503
1 1/8	29	3.38	5.03	0.99	639
1 1/4	32	4.17	6.21	1.23	794
1 3/8	35	5.05	7.52	1.48	955

^A Nominal area is determined from the nominal diameter in inches [millimetres].

Fuente: Obtenido de ASTM A722 (2018, p.2).

Anexo 4. Dimensiones para barras “Tipo I” según norma ASTM A722.

TABLE 2 Nominal Dimensions for Type II (Deformed) Bars

Nominal Diameter ^A		Nominal Weight (Mass)		Nominal Area ^B	
in.	mm	lb/ft	kg/m	in. ²	mm ²
5/8	15	0.98	1.46	0.28	181
3/4	20	1.49	2.22	0.42	271
1	26	3.01	4.48	0.85	548
1 1/4	32	4.39	6.54	1.25	806
1 3/8	36	5.56	8.28	1.58	1019
1 3/4	46	9.10	13.54	2.58	1664
2 1/2	65	18.20	27.10	5.16	3331
3	75	24.09	35.85	6.85	4419

^A Nominal diameters are for identification only.

^B Nominal area is determined from the bar weight [mass] less 3.50% for the weight [mass] of the deformations.

Fuente: Obtenido de ASTM A722 (2018, p.2).

Anexo 5. Deformaciones permisibles para barras “Tipo II”

TABLE 3 Deformation Dimensions for Type II Bars

Nominal Diameter	Deformation Dimensions						Minimum Projected Area ^A
	Maximum Average Spacing		Minimum Average Height				
in.	mm	in.	mm	in.	mm	in. ² /in.	mm ² /mm
5/8	15	0.44	11.1	0.03	0.7	0.09	2.4
3/4	20	0.52	13.3	0.04	1.0	0.13	3.4
1	26	0.70	17.8	0.05	1.3	0.17	4.4
1 1/4	32	0.89	22.5	0.06	1.6	0.21	5.4
1 3/8	36	0.99	25.1	0.07	1.8	0.24	6.1
1 3/4	46	1.19	30.1	0.09	2.2	0.29	7.3
2 1/2	65	1.75	44.5	0.11	2.9	0.38	9.7
3	75	2.00	50.8	0.13	3.3	0.46	11.7

^A Calculated from equation, min projected area = $0.75\pi d h/s$

where:

d = nominal diameter,

h = minimum average height, and

s = maximum average spacing.

Fuente: Obtenido de ASTM A722 (2018, p.3).

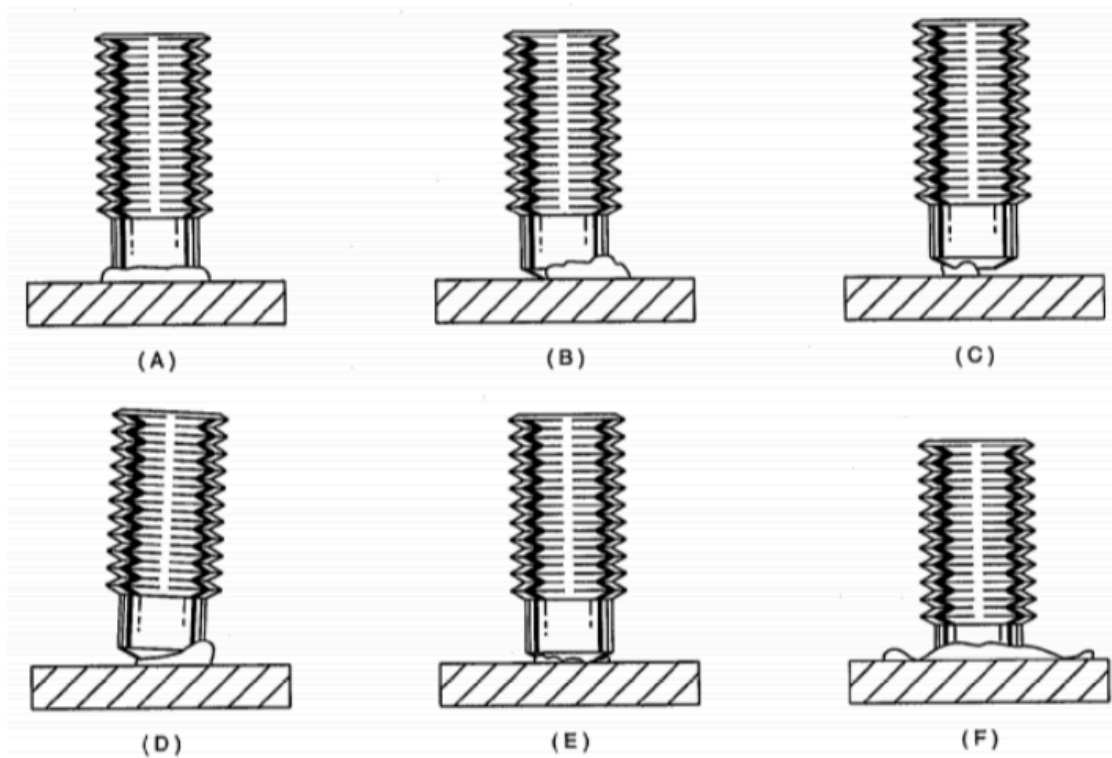
Anexo 6. Requerimientos para electrodos de soldadura.

Base Metal	Electrode Classifications for Welding Processes	
	Shielded Metal-Arc Low Hydrogen Electrodes	Flux-Cored Arc
ASTM A615 Grade 40 (300) ASTM A617 Grade 50 (300)	AWS A5.1 or A5.5 E70XX*	AWS A5.20 E7XT-X (Except -2, -3, -10, -GS)
ASTM A616 Grade 50 (350) ASTM A706 Grade 60 (420)	AWS A5.5 E80XX-X	AWS A5.29 EBXTX-X
ASTM A615 Grade 60 (420) ASTM A616 Grade 60 (420) ASTM A617 Grade 60 (420)	AWS A5.5 E90XX-X	AWS A5.29 E9XTX-X
ASTM A615 Grade 75 (520)	AWS A5.5 E100XX-X	AWS A5.29 E9XTX-X
ASTM A36 ASTM A500 Grade A Grade B	AWS A5.1 or A5.5 E60XX E70XX E70XX-X	AWS A5.20 E6XT-X E7XT-X (Except -2, -3, -10, -GS)
ASTM A441 ASTM A572 Grade 42 Grade 50	AWS A5.1 or A5.5 E7015, E7016 E7018, E7028 E7015-X, E7016-X E7018-X	AWS A5.20 E7XT-X (Except -2, -3, -10, -GS)
ASTM A572 Grade 60 Grade 65	AWS A5.5 E8015-X, E8016-X E8018-X	AWS A5.29 E8XTX-X

*XX = 15 or 16

Fuente: Obtenido de PCI (1999, 3.17)

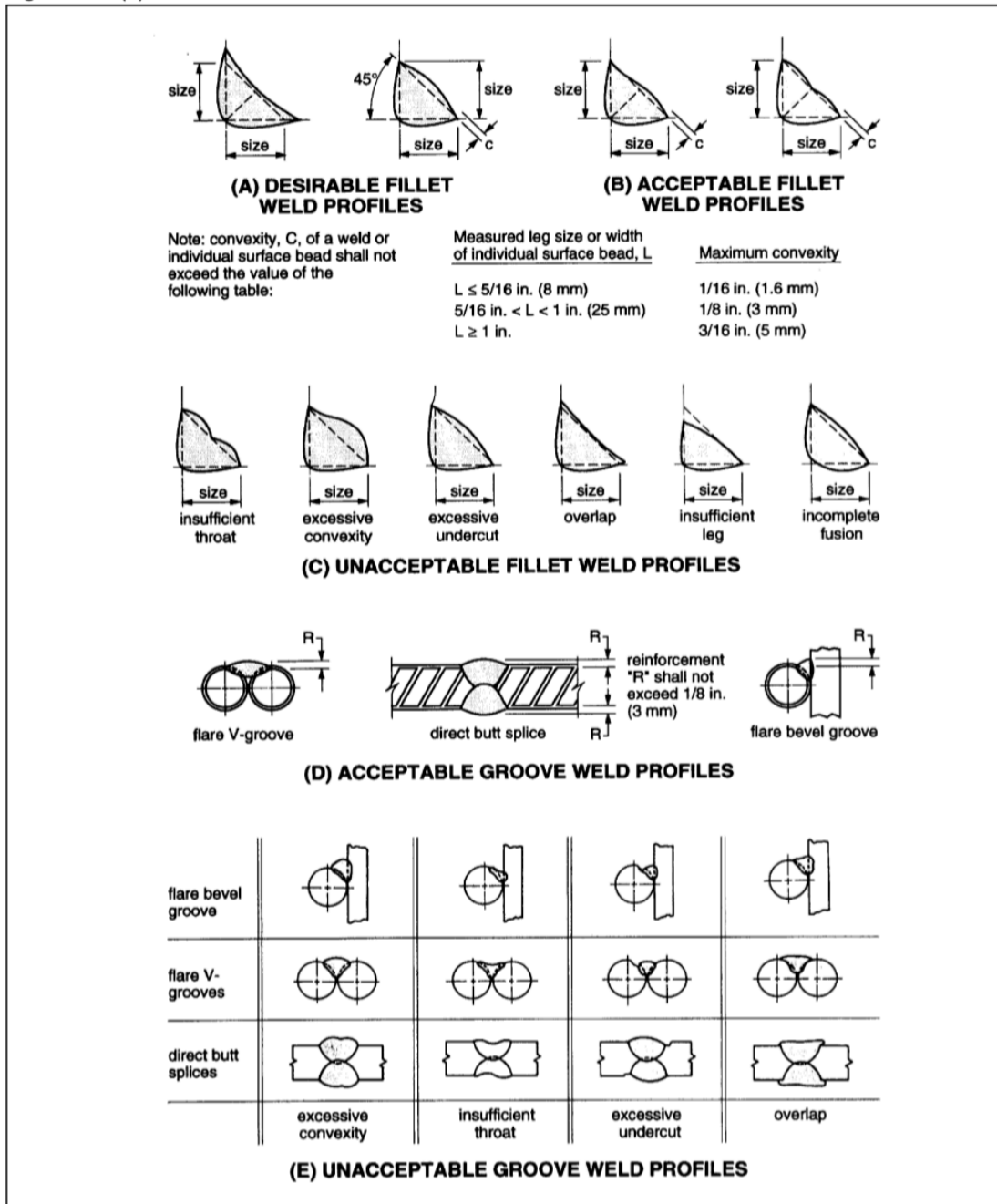
Anexo 7. Soldaduras de arco en vástagos satisfactorias e insatisfactorias.



- | | |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| (A) Soldadura satisfactoria | (D) Alineamiento deficiente |
| (B) La inserción es demasiado corta | (E) Aplicación insuficiente de calor |
| (C) Soldadura colgada | (F) Aplicación de excesiva de calor |

Fuente: Obtenido de PCI (1999, p. 6.26).

Anexo 8. Soldadura de filete en perfiles, satisfactorias e insatisfactorias.



Fuente: Obtenido de PCI (1999, p. 6.22).

Anexo 9. Factores de modificación para longitudes de desarrollo de barras y alambres, corrugados.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0,75
	Concreto de peso liviano, donde f_{ct} se especifica	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1,0
Epóxico ^[1] Ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1,5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1,2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubrimiento con zinc (galvanizado)	1,0
Tamaño Ψ_s	Para barras de No.22 y mayores	1,0
	Para barras de No 19 o menores y alambres corrugados	0,8
Ubicación ^[1] Ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colado bajo el refuerzo horizontal	1,3
	Otra	1,0

^[1] El producto ($\Psi_t\Psi_e$) no hay necesidad de que exceda 1,7.

Fuente: Obtenido de ACI (2018, p. 442).

Anexo 10. Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0,75
	Concreto de peso normal	1,0
Epóxico Ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico	1,2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubrimiento con zinc (galvanizado)	1,0
Recubrimiento Ψ_c	Para ganchos de barras No.36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) ≥ 65 mm. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 50 mm	0,7
	Otras	1,0
Confinamiento del refuerzo Ψ_r [2]	Para ganchos de 90 grados de barras No. 36 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de l_{dh} con estribos [1] perpendiculares a l_{dh} con $s \leq 3d_b$ o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos [1] perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3d_b$	0,8
	Para ganchos de 180 grados de barra No.36 y menores que se encuentran confinados con estribos [2] perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3d_b$	
	Otros	1,0

[1] El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del borde extremo del doblado del gancho.

[2] d_b es el diámetro nominal de la barra del gancho.

Fuente: Obtenido de ACI (2018, p. 443).

Anexo 11. Reparaciones para elementos verticales y horizontales.

Cuando ocurren defectos no deseables en el elemento, se interviene para repararlo. Las medidas deben ser apropiadas al problema presente, por lo consecuente las reparaciones son detalladas y explicadas a los procesos por medio de protocolos, para asegurar la calidad del elemento al final. Por otro lado, las reparaciones estructurales están redactadas por un ingeniero estructural, que sepa cómo actuar antes esos temas y determinar si es posible una reparación, y la aprobación del protocolo debe estar dada por el ingeniero especializado en elementos presforzados (profesional presente en planta) (PCI, 1999, p. 2.23)

Es relevante saber que las reparaciones deben ser hechas en la planta, para tener un óptimo control del proceso. Dicho proceso presenta un curado adecuado para que el concreto obtenga la resistencia de diseño. Además, la zona a reparar tendrá cambios en el color del concreto con respecto al previo que se coló, porque su edad evidentemente será diferente, además de las condiciones de curado por la reparación (PCI, 1999, p. 2.24).

Las grietas pequeñas de 0,25 mm no requieren reparación. Sin embargo, las grietas que son mayores a los 0,25 mm o como lo dicte el ingeniero estructural y se consideren dañinas, las cuales podrían exponer el acero a un ambiente corrosivo, se evalúan para reparar. En ocasiones las grietas que son peligrosas son rellenadas con un epóxico de baja viscosidad, para impedir futuros problemas. Por otro lado, la protección contra la corrosión se repara después de completar el curado, y la limpieza con ácido (PCI, 1999, p. 2.24).

1.Reparación por concreto lanzado

El lanzado a baja presión se utiliza para reparaciones de superficies verticales y “sobre-cabeza”. Este método se ha utilizado exitosamente en reparaciones estructurales de: puentes, pilas de puentes, edificios, la parte inferior de losas estructurales, muros (interiores y exteriores) de tanques, estadios, túneles y muros de retención. Las reparaciones estructurales utilizando el lanzado a baja presión se realizan de una mejor manera bajo la guía de un Ingeniero competente. (Watson, 2012, p. 4)

El anterior método de concreto lanzado, es utilizado para reparar problemas grandes. Se usa para reparar huecos y no fisuras, donde el acero queda expuesto. El concreto lanzado se coloca en una capa de 13 a 100 mm, y si se requiere un espesor mayor, se instalan en capas de 150 mm o mayores hasta alcanzar el espesor deseado (Watson, 2012, p. 4). Por otro lado, el concreto a elegir depende del tipo de situación que se presente. Mediante las figuras de la 1 a la 5 se observan los pasos para este método de reparación, y si se desea mayor información consultar el ICR o Reparaciones del Concreto del ACI.



Figura 1. Cincelado y preparación del área a usar.
Fuente: Obtenido de Watson (2012, p. 5).



Figura 33. Pre saturación de la superficie a reparar con agua.
Fuente: Obtenido de Watson (2012, p. 5).

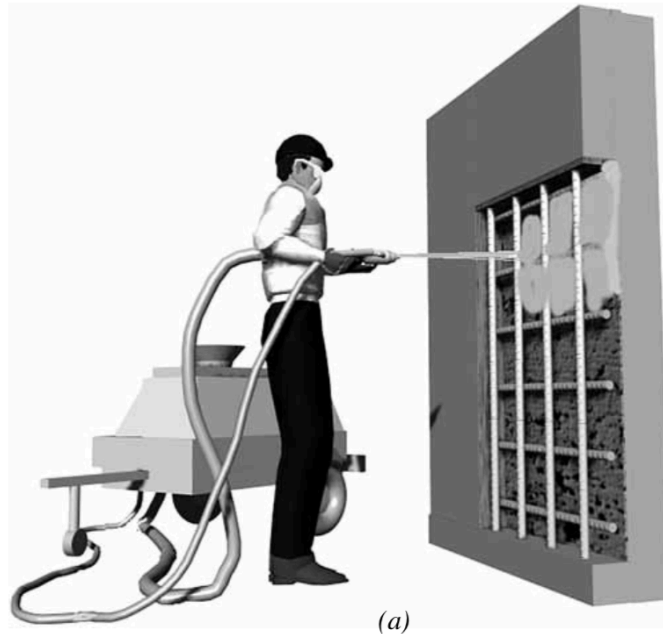


Figura 2. Aplicar mortero con equipo de presión y boquilla.
Fuente: Obtenido de Watson (2012, p. 5).

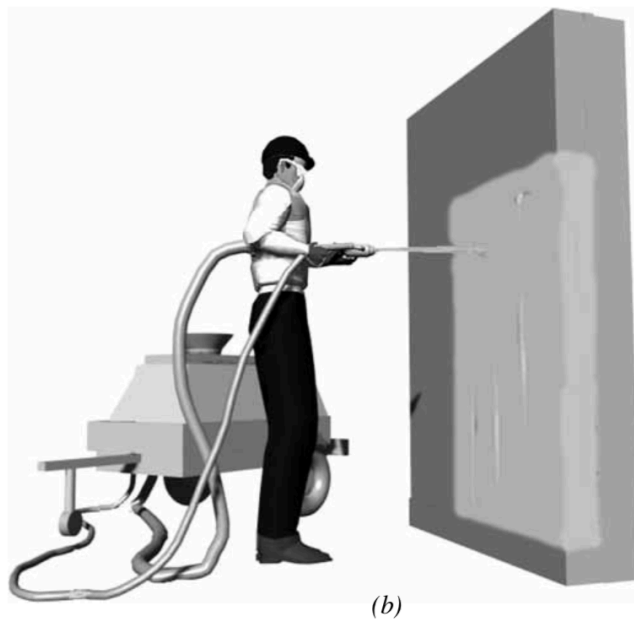


Figura 3. Terminar de rellenar con concreto lanzado el área afectada.
Fuente: Obtenido de Watson (2012, p. 5).



Figura 4. Acabado de la superficie.
Fuente: Obtenido de Watson (2012, p. 6).



Figura 5. Curado del concreto lanzado mínimo por 7 días.
Fuente: Obtenido de Watson (2012, p. 6).

2.Reparación por resinas inyectadas

Para la reparación de grietas, se puede usar resinas inyectadas por medio de gravedad, eso sí solo para elementos horizontales (plataformas, losas de piso, estacionamientos, entre otros). En este método de reparación se debe seguir el siguiente proceso según Montani (2012):

- Mezclar la resina según especificaciones del material o fabricante.
- Echar la resina sobre las grietas, hasta cuando se denoten inundadas las grietas, y esperar de 20 a 30 min (puede ser que requiera más resina).
- Verificar que la resina haya cubierto toda la grieta y no haya orificios o aire.
- Retirar el exceso de resina.
- Aplicar de 0,5 a 1 kg/m² de arena por unos 20 a 30 min.
- Pulir la superficie para el acabado correcto (usar protección para no inhalar el polvo que se desprende).

En las figuras 6, 7 y 8, se evidencia el proceso gráficamente.

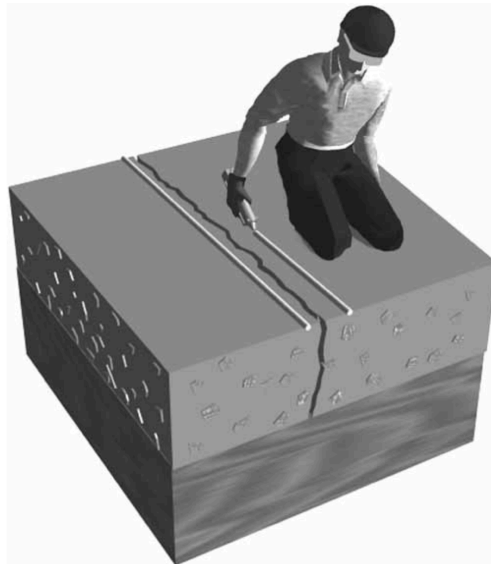


Figura 6. Se puede usar un sellador para crear la inundación.

Fuente: Obtenido de Montani (2012, p. 5).

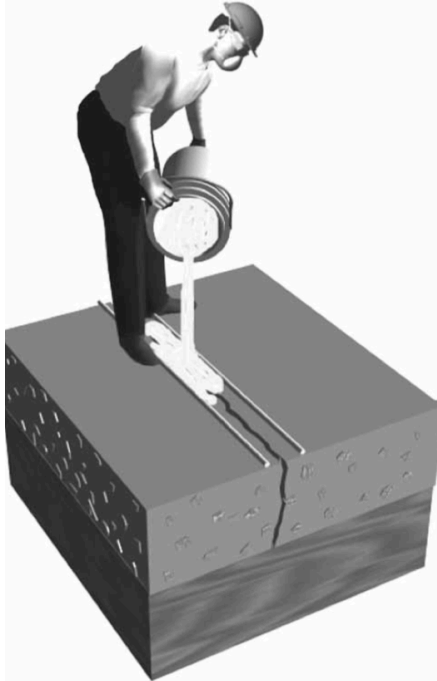


Figura 7. Posicionar por gravedad la resina hasta que se inunde la zona.
Fuente: Obtenido de Montani (2012, p. 5).

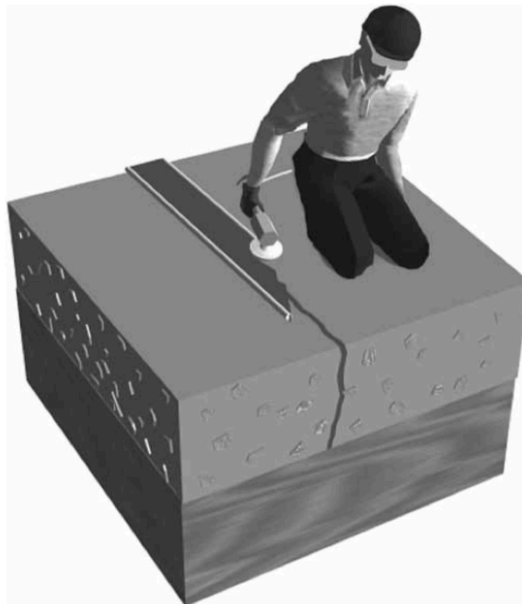


Figura 8. Retirar el sellador y pula la superficie.
Fuente: Obtenido de Montani (2012, p. 6),

Anexos

Anexo 1. Planos de vigas pretensadas.
Fuente: Obtenido del CONAVI (2019)

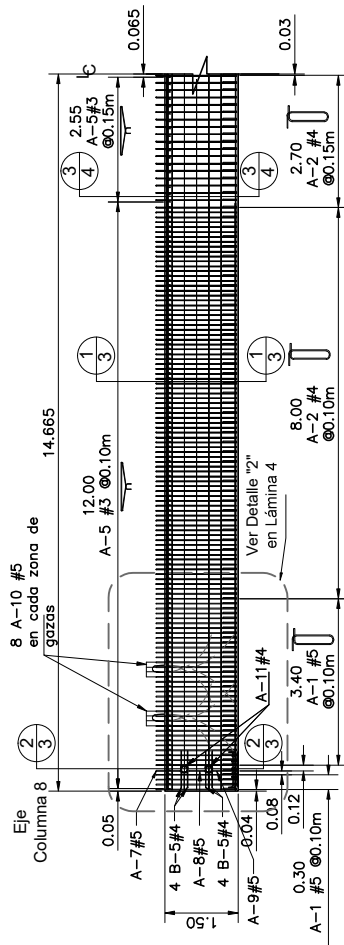
Anexo 2. Planos de dinteles postensados.
Fuente: Obtenido del CONAVI (2019)

Anexo 3. Certificaciones de calidad de materiales.
Fuente: Obtenido del CONAVI (2019)

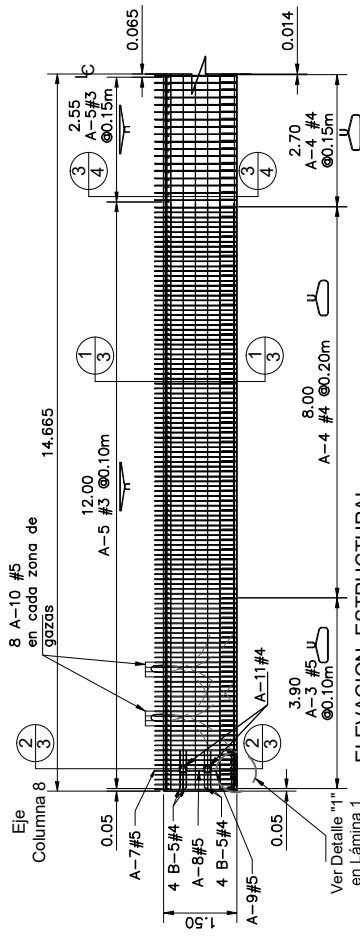
Anexo 4. Informe de control de calidad en planta.
Fuente: Obtenido del CONAVI (2019)

Anexo 5. Autocontrol en las plantas de productos prefabricados.
Fuente: Obtenido del CONAVI (2019)

Anexo 1. Planos de vigas pretensadas.

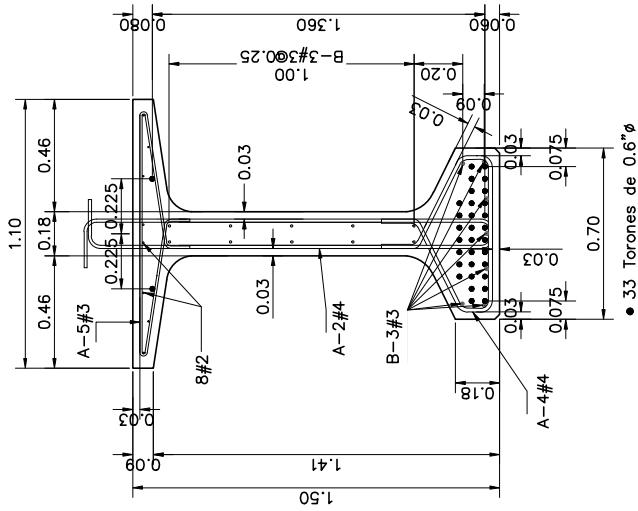


ELEVACION ESTRUCTURAL
(Ubicación A-1,A-2 inferior) Escala 1:100

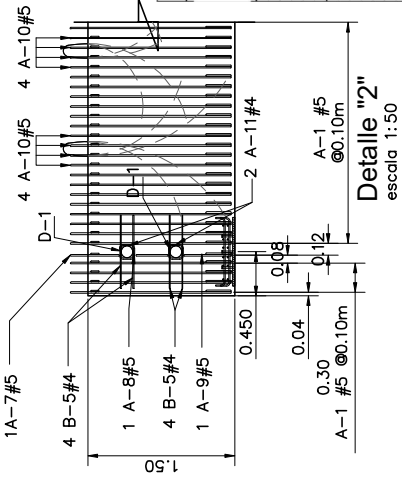


ELEVACION ESTRUCTURAL
(Ubicación A-3,A-4 inferior) Escala 1:100

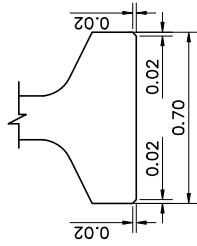
 GOBIERNO DE COSTA RICA MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE CONSEJO NACIONAL DE VALIDAD	 ESTRELLA IHSOLIS	TITULO ANILAS NACIONALES TRAMO A NIVEL Y PADAL A HEREDIA UBICACION RIB. DE LAMOR OJEDA CERRO - RUTA NACIONAL 139 SECCION LA URICA - CALLE BLANCO	MARCA gctivo-paymo	 UNOPS	 UNOPS	ESCALA ORIGINAL DEL DTA NÚMERO DE LÁMINA DISEÑO	FECHA Julio 2018	PLAN HOJA 2 DE 4	DESCRIPCIÓN Número de Tablo VPg-1	CÓDIGO VPg-1	CONTENIDO -Elevación Estructural



SECCION 3-2 escala 1:20



Detalle "2" escala 1:50



DETALLE DE OCHAVOS escala 1:20

TABLA PARA DOBLADOS DE GANCHOS

ϕ	R
<20	30 (*)
20-50-32	30
≥32	40

(*) 20 ESTREBOS Y ZUNCHOS

40-48mm

120 ARM. LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL PARA Ø=18
60 ARM. TRANSVERSAL PARA Ø=16

NOTAS:
 LA CARGA DE ROTURA DEL ACERO DE PRESFUERZO SERÁ MAYOR O IGUAL QUE: 1850 N/mm^2
 CADA CORDÓN DE PRESFUERZO TENDRÁ UN ÁREA NETA DE ACERO DE 1.4 dm^2 Y UNA CARGA DE ROTURA GARANTIZADA DE 260 kN
 EL ACERO DE LOS CORDONES NO TENDRÁ UNA RELAJACIÓN SUPERIOR AL 2% EN ENSAYO A 1000 HORAS
 20 C Y CARGA INICIAL DEL 70% DE LA DE ROTURA Y SE INGRESA SOMETIDO A PROCESOS DE ESTABILIZACIÓN
 CADA CORDÓN SE TESARÁ AL 75% DE LA CARGA DE ROTURA (136 N/mm^2)
 $f_{cr}=40 \text{ kg/cm}^2$
 RECUBRIMIENTO: 30mm

Componente	Codigo	Dimensiones variables				Ø	Varril	Nº	Grado	Longitud (m)	Cantidad	Longitud total (m)	Peso (kg)
		a	b	c	d								
	U1	0.73	0.100			0.11	4	60	0.800	12	10.50	13.51	
	U2	0.73	0.800			0.11	4	60	0.800	12	10.50	13.51	
	U3	0.640	0.100			0.11	4	60	0.780	12	9.36	5.89	
	U4	0.640	0.800			0.11	4	60	0.780	12	9.36	5.89	
	D1	0.18	0.120						0.18	4	0.72		
	B1	6.00					2	60	6.00	40	240.0	51.64	
	B2	4.80					2	60	2.00	8	22.4	4.59	
	B3	3.00					3	60	17.00	34	408.0	226.21	
	A1	0.75	0.120			0.01	5	60	1.500	2	3.12	4.93	
	A2	1.65	0.120	0.250		0.07	2	60	3.02	2	257.20	253.25	
	A3	1.65	0.120	0.500		0.04	4	60	3.66	96	711.80	713.32	
	A4	0.50	0.120	0.500		0.01	5	60	1.500	2	3.12	4.93	
	A3	0.32	0.120	0.100		0.07	5	60	1.000	2	2.00	3.09	
	A4	0.48	0.120	0.100		0.07	5	60	1.310	2	2.62	4.07	
	A5	0.63	0.120	0.440		0.02	60	60	0.800	8	6.40	6.36	
	A6	0.32	0.120	0.100		0.07	5	60	1.000	2	2.00	3.09	
	A3	0.07	0.120			0.04	4	60	1.92	82	157.40	244.62	
	A4	0.04	0.120			0.04	4	60	1.92	116	222.70	221.47	
	A5	0.04	0.120			0.04	3	40	2.240	176	645.60	381.25	
	A6	0.01	0.120	0.200		0.01	5	60	3.610	24	86.00	136.65	

Página 1

PROYECTADO: **mopt** GOBIERNO DE COSTA RICA
 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE
 CONSEJO NACIONAL DE VALDAD
 Obras Públicas y Transporte

TITULO: ANILAS Y ANILAS DE ACERO
 TRAMO A NIVEL Y PAVIMENTO A HEREDIA
 OBTENCIÓN DEL DISEÑO Y OBTENCIÓN DEL DISEÑO DE LOS CORDONES DE ACERO
 DISEÑO Y OBTENCIÓN DEL DISEÑO DE LOS CORDONES DE ACERO
 SECCION LA URICA - CALLE BLANCO

CLIENTE: **activo-paymo**
 ESTRELLA H I SOLIS

FECHA: Julio 2018
 HOJA: DE 4

DESCRIPCION: Tabla de Tabla
 VPg-1 - Tabla Componentes
 - Secciones

CONTRATO: COCOCO
 VPS-1

UNOPS
 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA CIVIL
 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA CIVIL

Anexo 2. Planos de dinteles postensados

NOTAS GENERALES

ESPECIFICACIONES:

- AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS
- Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes, CR-2010.
- Especificaciones Especiales del Proyecto
- Manual de Normas para la Colocación de Ingeniería de Tránsito 1995.
- Obras Viales, de la Dirección General de Ingeniería de Tránsito 1995.
- Reglamento de Dispositivos de seguridad para la protección de Obras, según decreto 26041- CONAVI, Gaceta N° 103 del 30 de mayo de 1997.
- Control de Calidad de Materiales y Procedimientos constructivos de conformidad con Disposición General N° -CHM-002-97, del Área de Obras Públicas del CONAVI
- Especificaciones de Ingeniería Hidráulica de la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos - IEC, HC N° 135-031, 1195; 3ª edición, IEC N° 20, FHWA-HI-96-052, 1395, 2ª edición, IEC N° 23, FHWA-HI-97-030, 1997.
- Código de cimentaciones de Costa Rica, 2ª edición.
- Requisitos del Reglamento para concreto estructural y comentarios ACI-318S-14

CARGA VIVA:

CARGA VIVA: HL 93.

ACERO DE REFUERZO:

- Se usará de varilla de forma de grado 40 para las varillas #3 y grado 60 para las demás, de acero de lingote (Billet Steel), de acuerdo con las designaciones (A.S.I.M. A. 706).

ACERO DE POSTENSIÓN:

- Será "High tensile strength steel wire" según requerimientos AASHTO M 204 (ASTM A 421) o "High-tensilestreng th seven wire stand" según requerimientos AASHTO M 205 (ASTM A 416).
- El espacio claro mínimo de los ductos de postensión será de 4 cm.
- Se pueden aparear como máximo 3 ductos en el tercio medio de la longitud de la viga, siempre y cuando en los 90 cm extremos de ésta, el claro entre los ductos sea de 4 cm mínimo.

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A POSTENSAR:

- Para el caso de las vigas de la superestructura la resistencia mínima del concreto requerida para postensar será f_c min= 350 kg/cm² de acuerdo con ASTM C39.
- El contratista será responsable de someter ante el diseñador para su aprobación los planos de taller y el cálculos relacionados con el sistema y procedimiento de postensión a utilizar. Por lo tanto, la administración no reconocerá ni plazos ni montos adicionales asociados con esta actividad.

PINTURA DE HERRAJES:

- Todos los procedimientos de pintura deben cumplir con los requisitos de la sección 13 de AASHTO 2002.
- Al acero estructural se le aplicará una mano de pintura de taller con pintura anticorrosiva a base de nímo y dos manos en el campo, excepto aquellas superficies en contacto con el concreto las cuales no deben pintarse. Las manos de pintura de campo serán de acuerdo a lo indicado en la tabla 13.2.1. de sección 13 División AASHTO 2002 y será el correspondiente para el ambiente indicado a continuación:
- Ambiente normal

SOLDADURA:

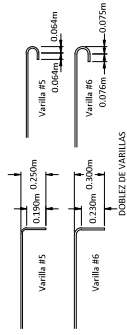
- Se hará por el sistema de arco metálico y tanto los materiales, así como su ejecución, serán de acuerdo a las especificaciones de la "American Welding Society".

ACERO ESTRUCTURAL:

- Se usará acero F-A.S.I.M A. 36. Todas las conexiones apalmadas se harán con pernos de 7/8" de diámetro.

SIMBOLOGÍA:

Nivel +3.5	Niveles	Detalles dentro lamina
Nivel 0.00	Nivel de agua	Detalle referenciado lamina
VP	Viga de puente	Secciones para secciones
CS	Cortes generales	Secciones para detalles
A	Secciones y detalles	Ejes
A	Ejes	

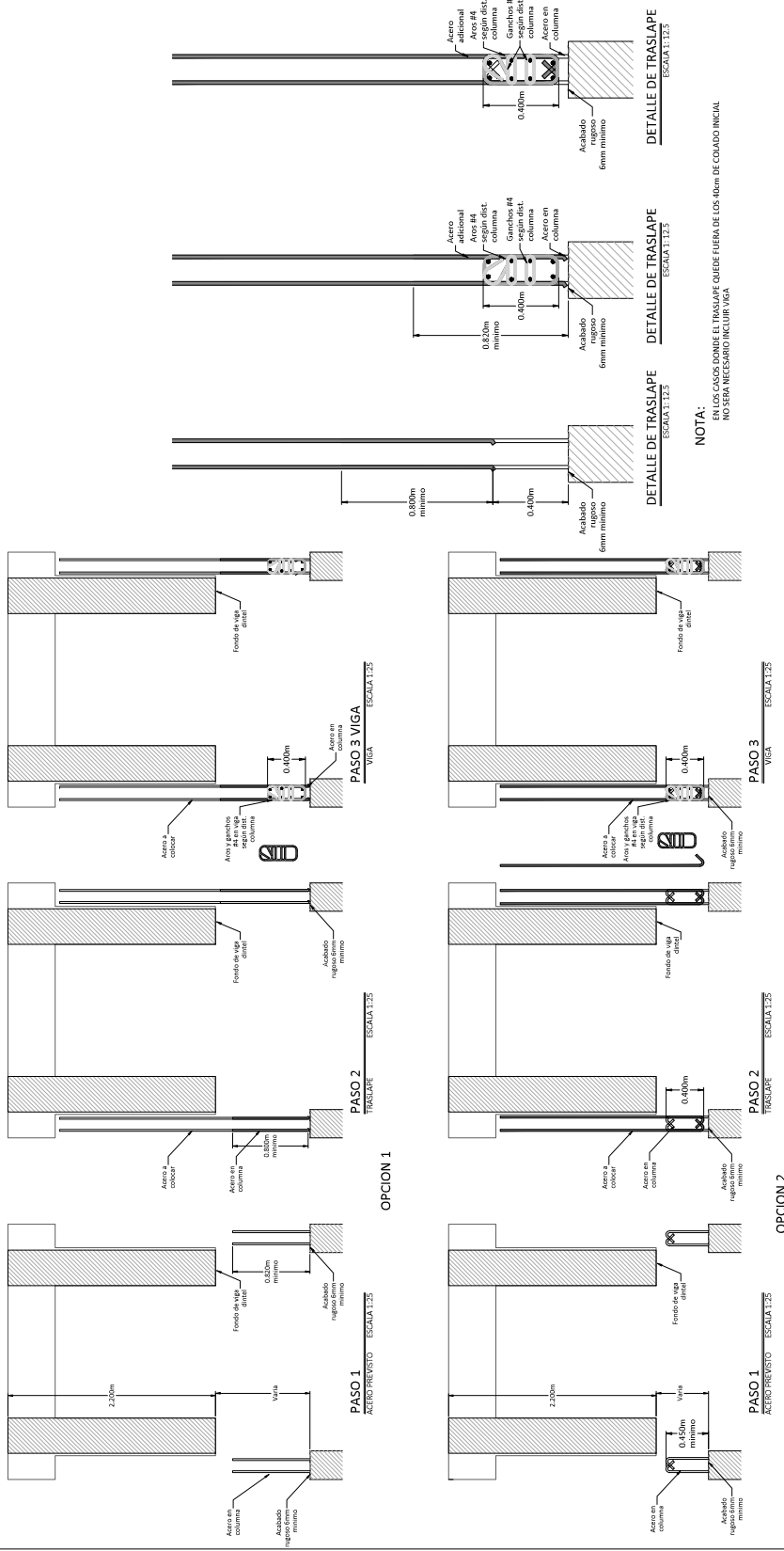


INDICE DE LÁMINAS

Lámina	NOMBRE
1 de 8	- PORTADA GENERAL - INDICE NOTAS GENERALES
2 de 8	- DETALLES DE UNION - COLUMNA DINTEL
3 de 8	- DETALLES DE UNION - COLUMNA DINTEL
4 de 8	- DINTEL 6 - SECCIONES
5 de 8	- DINTELES TIPO A (COLUMNAS 6)
6 de 8	- DINTELES TIPO A (COLUMNAS 6)
7 de 8	- DINTELES TIPO A (COLUMNAS 6)
8 de 8	- PREDESTALES COLUMNA 6

Nota: Resaltar los colores en las hojas y referencias.

 GOBIERNO DE COSTA RICA MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES CONSEJO NACIONAL DE VALIDAD	 CONSORCIO ESTRELLA-HSOLIS ESTRELLA HSOLIS	UNIDAD FUNCIONAL III : TRAMO VIADUCTO LICITACION #2018/00000-02-000 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL CORREDOR VIAL RUTA NACIONAL IV-39 SECCION LA VARGA- CALLE BUENOS	ESCOLA ORIGINAL ISO 216 A1 INDICADAS MAQUETA GRAFICA	FECHA OCTUBRE 2018	PLANO N° 6.4	CONTENIDO - PORTADA GENERAL - INDICE NOTAS GENERALES
				HOJA 1 DE 8		

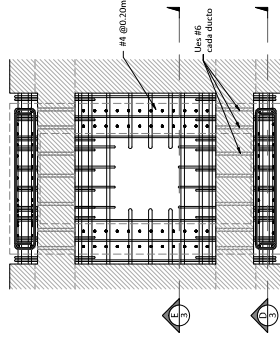


NOTA:
 EN LOS CASOS DONDE EL TRASLAPPE OBIERE FUERA DE LOS 40cm DE COAJADO INICIAL
 NO SERA NECESARIO INCLUIR VIGA

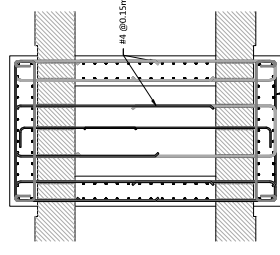
NOTA:
 Considerar especificaciones de columnas
 (Válidas para varillas #6 o menores)

	UNIDAD FUNCIONAL III : TRAMO VIADUCTO LICITACION #2018/00008-02/00 DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL CORREDOR VIAL RUTA NACIONAL N°39 SECCION LA VARGA - CALLE BUANCOS	INGENIERO ESTRUCTURAL IC 6298 	ESCALA ORIGINAL ISO 216 A1 PIN UNOPS	FECHA OCTUBRE 2018	CONTENIDO - DETALLES DE UNION - COLUMNA DINTEL
	GOBIERNO DE COSTA RICA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE CONSEJO NACIONAL DE VALIDAD (Vías, Puentes y Parapetos)	CONSORCIO ESTRELLA-HSOLIS ESTRELLA	INDICADAS INGENIERIA GEOMETRIA	PLANO N° 6.4 HOJA 7 DE 8	

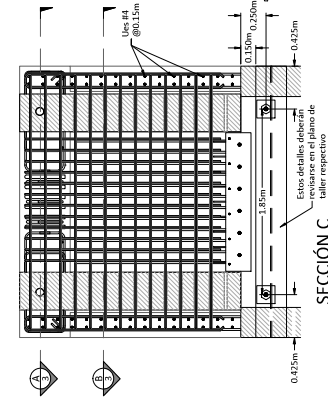
Nota: Resaltar los detalles de Columna en cualquier lugar donde



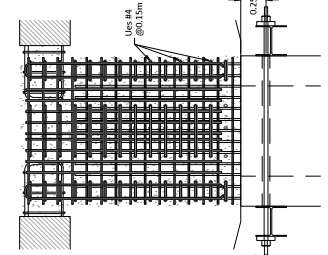
VISTA SUPERIOR A
 ESCALA 1:25



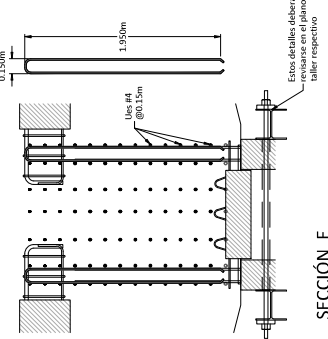
VISTA SUPERIOR B
 ESCALA 1:25



SECCIÓN C
 ESCALA 1:25



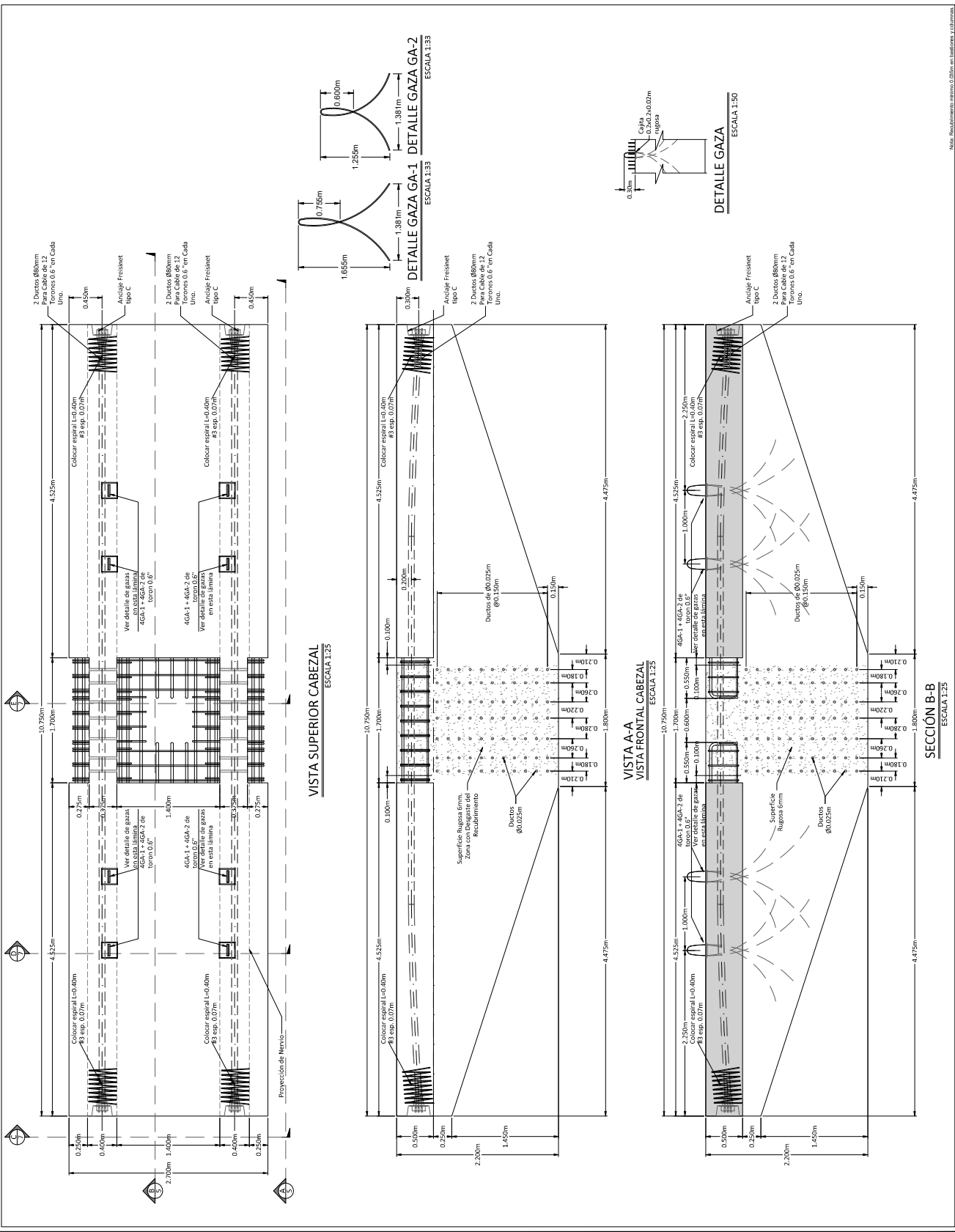
SECCIÓN D
 ESCALA 1:25



SECCIÓN E
 ESCALA 1:25

<p>GOBIERNO DE COSTA RICA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE CONSEJO NACIONAL DE VIALIDAD</p>	<p>COMATI</p>	<p>UNIDAD FUNCIONAL III : TRAMO VIADUCTO LICITACION #2018/11-00008-02000 DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL CORREDOR VIAL RUTA NACIONAL N°39 SECCION LA VARGA - CALLE BUANCOS</p>	<p>CLIENTE CONSORCIO ESTRELLA-HSOLIS ESTRELLA HSOLIS</p>	<p>NUMERO ESTRUCTURAL IC 629</p>	<p>UNOPS</p>	<p>ESCALA ORIGINAL 1:50 216 A1 PIN UNO INDICADAS</p>	FECHA OCTUBRE 2018	FOLIO N° 6.4	CONTENIDO - DETALLES DE UNION - COLUMNA DINTEL
							HOJA 3 DE 8		

Nota: Revisado en el plano de taller en su totalidad.



PROPIETARIO: GOBIERNO DE COSTA RICA
 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE
 CONSEJO NACIONAL DE VIALIDAD
 (Unidad Ejecutora y Patronadora)

CONSORCIO: ESTRELLA-HSOLIS
 ESTRELLA H S O L I S

UNIDAD FUNCIONAL III : TRAMO VIADUCTO
 LICITACION #03UJ-000008-00000
 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL CORREDOR VIAL
 RUTA NACIONAL N°39
 SECCION LA VARCA - CALLE BUANCOS

INDICADAS: MAESTRÍA, GUATEMALA

ESCALA ORIGINAL ISO 216 A1
 UNOPS

APROBADO: [Logo]

NUMERO ESTRUTURAL: IC 6229

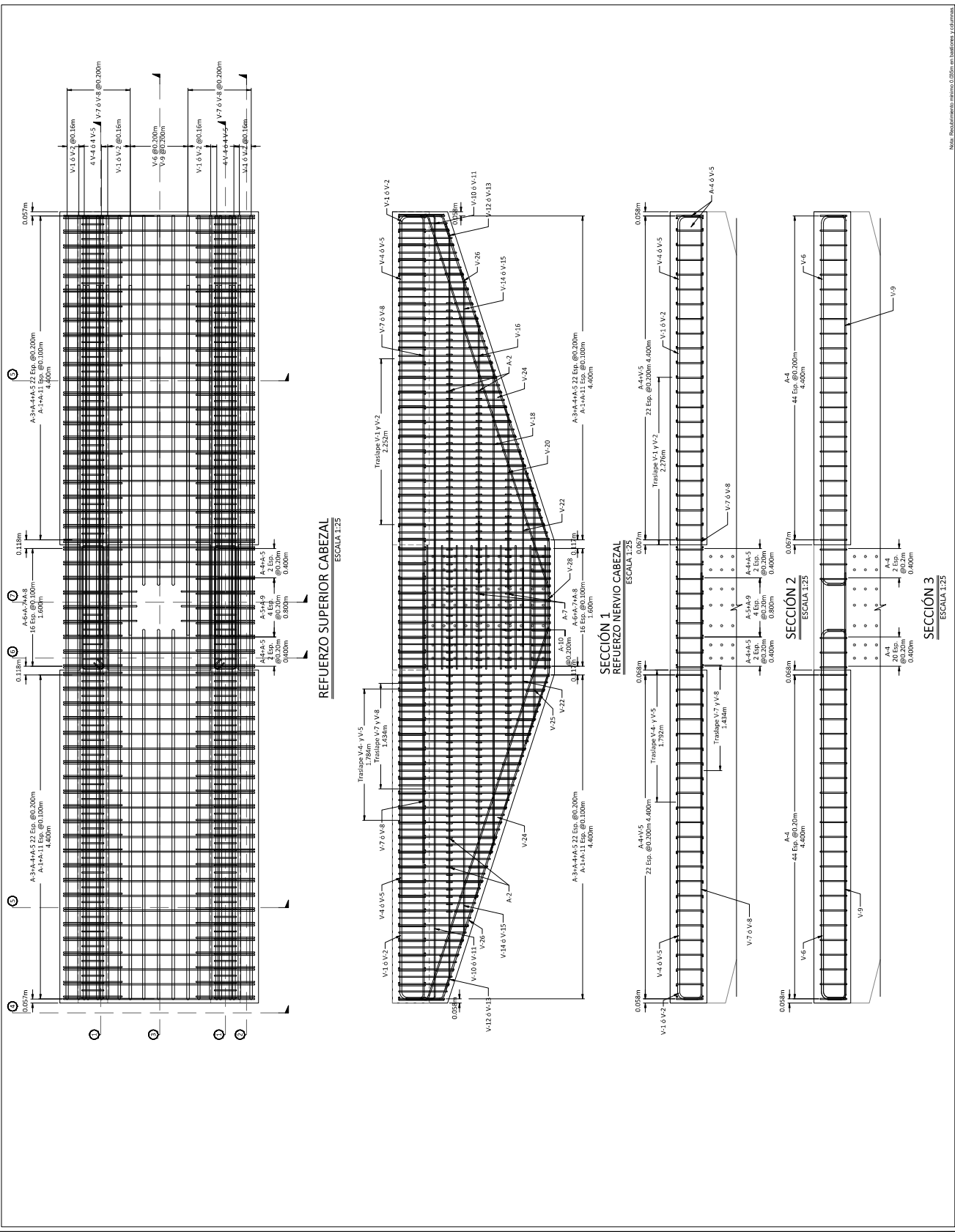
FECHA: OCTUBRE 2018

PLANO N°: 6.4

CONTENIDO: - DIENTES TIPO A - COLUMNA 6

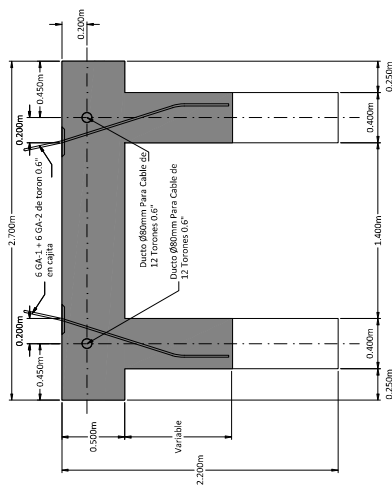
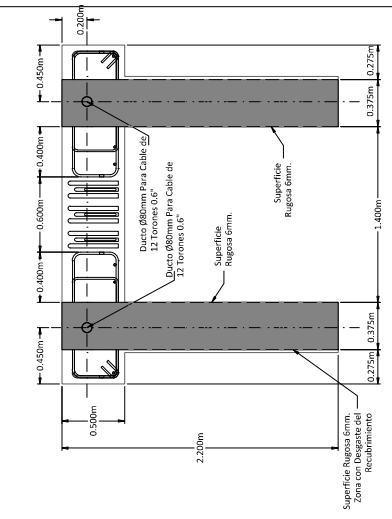
HOJA 5 DE 8

Nota: Realizado en AutoCAD y editado en AutoCAD y AutoCAD



Nota: Reinforcement fabric 0.08mm in thickness and 1.25mm in diameter.

<p>GOBIERNO DE COSTA RICA MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES Consejo Nacional de Vialidad</p>	<p>COMATI</p>	<p>UNIDAD FUNCIONAL III : TRAMO MADUCTO LICITACION #2018UJL00008-02080 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL CORREDOR VIAL RUTA NACIONAL IV-39 SECCION LA VARGA - CALLE BUANCOS</p>	<p>INGENIERO ESTRELLA HOLSIS</p>	<p>CONSORCIO ESTRELLA-HOLSIS</p>	<p>UNOPS</p>	<p>INDICADAS</p>	<p>ESCALA ORIGINAL ISO 216 A1</p>	<p>INDICADAS</p>	<p>FECHA OCTUBRE 2018</p>	<p>CONTENIDO - DIENTES TIPO A - COLUMNA 6</p>	<p>PLANO N° 6.4</p>
											<p>HOJA 6 DE 8</p>

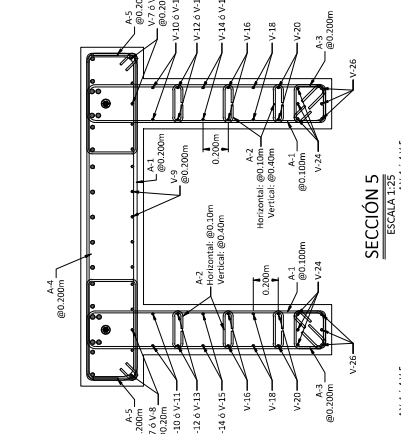


VISTA C-C
 VISTALATERAL CABEZAL
 ESCALA 1:25

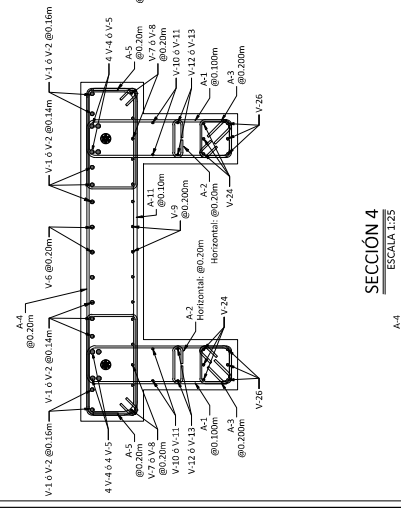
SECCIÓN E-E
 ESCALA 1:25

Tabla de Especificaciones de Materiales para Escaleras

Item	Descripción	Unidad	Cantidad
1	Acero estructural S355	m ²	248
2	Acero estructural S355	m ²	248
3	Acero estructural S355	m ²	248
4	Acero estructural S355	m ²	248
5	Acero estructural S355	m ²	248
6	Acero estructural S355	m ²	248
7	Acero estructural S355	m ²	248
8	Acero estructural S355	m ²	248
9	Acero estructural S355	m ²	248
10	Acero estructural S355	m ²	248
11	Acero estructural S355	m ²	248
12	Acero estructural S355	m ²	248
13	Acero estructural S355	m ²	248
14	Acero estructural S355	m ²	248
15	Acero estructural S355	m ²	248
16	Acero estructural S355	m ²	248
17	Acero estructural S355	m ²	248
18	Acero estructural S355	m ²	248
19	Acero estructural S355	m ²	248
20	Acero estructural S355	m ²	248
21	Acero estructural S355	m ²	248
22	Acero estructural S355	m ²	248
23	Acero estructural S355	m ²	248
24	Acero estructural S355	m ²	248
25	Acero estructural S355	m ²	248
26	Acero estructural S355	m ²	248
27	Acero estructural S355	m ²	248
28	Acero estructural S355	m ²	248
29	Acero estructural S355	m ²	248
30	Acero estructural S355	m ²	248
31	Acero estructural S355	m ²	248
32	Acero estructural S355	m ²	248
33	Acero estructural S355	m ²	248
34	Acero estructural S355	m ²	248
35	Acero estructural S355	m ²	248
36	Acero estructural S355	m ²	248
37	Acero estructural S355	m ²	248
38	Acero estructural S355	m ²	248
39	Acero estructural S355	m ²	248
40	Acero estructural S355	m ²	248
41	Acero estructural S355	m ²	248
42	Acero estructural S355	m ²	248
43	Acero estructural S355	m ²	248
44	Acero estructural S355	m ²	248
45	Acero estructural S355	m ²	248
46	Acero estructural S355	m ²	248
47	Acero estructural S355	m ²	248
48	Acero estructural S355	m ²	248
49	Acero estructural S355	m ²	248
50	Acero estructural S355	m ²	248
51	Acero estructural S355	m ²	248
52	Acero estructural S355	m ²	248
53	Acero estructural S355	m ²	248
54	Acero estructural S355	m ²	248
55	Acero estructural S355	m ²	248
56	Acero estructural S355	m ²	248
57	Acero estructural S355	m ²	248
58	Acero estructural S355	m ²	248
59	Acero estructural S355	m ²	248
60	Acero estructural S355	m ²	248
61	Acero estructural S355	m ²	248
62	Acero estructural S355	m ²	248
63	Acero estructural S355	m ²	248
64	Acero estructural S355	m ²	248
65	Acero estructural S355	m ²	248
66	Acero estructural S355	m ²	248
67	Acero estructural S355	m ²	248
68	Acero estructural S355	m ²	248
69	Acero estructural S355	m ²	248
70	Acero estructural S355	m ²	248
71	Acero estructural S355	m ²	248
72	Acero estructural S355	m ²	248
73	Acero estructural S355	m ²	248
74	Acero estructural S355	m ²	248
75	Acero estructural S355	m ²	248
76	Acero estructural S355	m ²	248
77	Acero estructural S355	m ²	248
78	Acero estructural S355	m ²	248
79	Acero estructural S355	m ²	248
80	Acero estructural S355	m ²	248
81	Acero estructural S355	m ²	248
82	Acero estructural S355	m ²	248
83	Acero estructural S355	m ²	248
84	Acero estructural S355	m ²	248
85	Acero estructural S355	m ²	248
86	Acero estructural S355	m ²	248
87	Acero estructural S355	m ²	248
88	Acero estructural S355	m ²	248
89	Acero estructural S355	m ²	248
90	Acero estructural S355	m ²	248
91	Acero estructural S355	m ²	248
92	Acero estructural S355	m ²	248
93	Acero estructural S355	m ²	248
94	Acero estructural S355	m ²	248
95	Acero estructural S355	m ²	248
96	Acero estructural S355	m ²	248
97	Acero estructural S355	m ²	248
98	Acero estructural S355	m ²	248
99	Acero estructural S355	m ²	248
100	Acero estructural S355	m ²	248



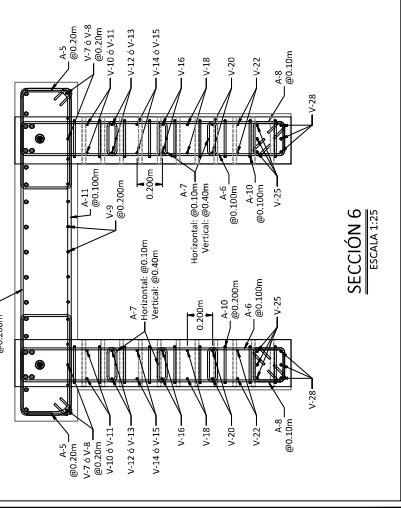
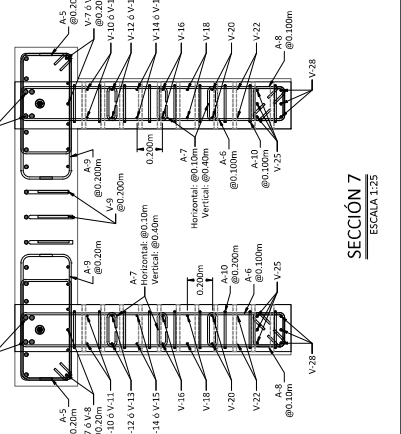
SECCIÓN D-D
 ESCALAS 1:25



SECCIÓN 4
 ESCALAS 1:25

Tabla de Especificaciones de Materiales para Escaleras

Item	Descripción	Unidad	Cantidad
1	Acero estructural S355	m ²	248
2	Acero estructural S355	m ²	248
3	Acero estructural S355	m ²	248
4	Acero estructural S355	m ²	248
5	Acero estructural S355	m ²	248
6	Acero estructural S355	m ²	248
7	Acero estructural S355	m ²	248
8	Acero estructural S355	m ²	248
9	Acero estructural S355	m ²	248
10	Acero estructural S355	m ²	248
11	Acero estructural S355	m ²	248
12	Acero estructural S355	m ²	248
13	Acero estructural S355	m ²	248
14	Acero estructural S355	m ²	248
15	Acero estructural S355	m ²	248
16	Acero estructural S355	m ²	248
17	Acero estructural S355	m ²	248
18	Acero estructural S355	m ²	248
19	Acero estructural S355	m ²	248
20	Acero estructural S355	m ²	248
21	Acero estructural S355	m ²	248
22	Acero estructural S355	m ²	248
23	Acero estructural S355	m ²	248
24	Acero estructural S355	m ²	248
25	Acero estructural S355	m ²	248
26	Acero estructural S355	m ²	248
27	Acero estructural S355	m ²	248
28	Acero estructural S355	m ²	248
29	Acero estructural S355	m ²	248
30	Acero estructural S355	m ²	248
31	Acero estructural S355	m ²	248
32	Acero estructural S355	m ²	248
33	Acero estructural S355	m ²	248
34	Acero estructural S355	m ²	248
35	Acero estructural S355	m ²	248
36	Acero estructural S355	m ²	248
37	Acero estructural S355	m ²	248
38	Acero estructural S355	m ²	248
39	Acero estructural S355	m ²	248
40	Acero estructural S355	m ²	248
41	Acero estructural S355	m ²	248
42	Acero estructural S355	m ²	248
43	Acero estructural S355	m ²	248
44	Acero estructural S355	m ²	248
45	Acero estructural S355	m ²	248
46	Acero estructural S355	m ²	248
47	Acero estructural S355	m ²	248
48	Acero estructural S355	m ²	248
49	Acero estructural S355	m ²	248
50	Acero estructural S355	m ²	248
51	Acero estructural S355	m ²	248
52	Acero estructural S355	m ²	248
53	Acero estructural S355	m ²	248
54	Acero estructural S355	m ²	248
55	Acero estructural S355	m ²	248
56	Acero estructural S355	m ²	248
57	Acero estructural S355	m ²	248
58	Acero estructural S355	m ²	248
59	Acero estructural S355	m ²	248
60	Acero estructural S355	m ²	248
61	Acero estructural S355	m ²	248
62	Acero estructural S355	m ²	248
63	Acero estructural S355	m ²	248
64	Acero estructural S355	m ²	248
65	Acero estructural S355	m ²	248
66	Acero estructural S355	m ²	248
67	Acero estructural S355	m ²	248
68	Acero estructural S355	m ²	248
69	Acero estructural S355	m ²	248
70	Acero estructural S355	m ²	248
71	Acero estructural S355	m ²	248
72	Acero estructural S355	m ²	248
73	Acero estructural S355	m ²	248
74	Acero estructural S355	m ²	248
75	Acero estructural S355	m ²	248
76	Acero estructural S355	m ²	248
77	Acero estructural S355	m ²	248
78	Acero estructural S355	m ²	248
79	Acero estructural S355	m ²	248
80	Acero estructural S355	m ²	248
81	Acero estructural S355	m ²	248
82	Acero estructural S355	m ²	248
83	Acero estructural S355	m ²	248
84	Acero estructural S355	m ²	248
85	Acero estructural S355	m ²	248
86	Acero estructural S355	m ²	248
87	Acero estructural S355	m ²	248
88	Acero estructural S355	m ²	248
89	Acero estructural S355	m ²	248
90	Acero estructural S355	m ²	248
91	Acero estructural S355	m ²	248
92	Acero estructural S355	m ²	248
93	Acero estructural S355	m ²	248
94	Acero estructural S355	m ²	248
95	Acero estructural S355	m ²	248
96	Acero estructural S355	m ²	248
97	Acero estructural S355	m ²	248
98	Acero estructural S355	m ²	248
99	Acero estructural S355	m ²	248
100	Acero estructural S355	m ²	248



SECCIÓN 6
 ESCALAS 1:25



SECCIÓN 7
 ESCALAS 1:25

PROPIETARIO: GOBIERNO DE COSTA RICA
 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE
 (Unidad Ejecutora y Proyectista)

UNIDAD FUNCIONAL III : TRAMO VIADUCTO
 LICITACION #2018U-00008-0260
 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL CORREDOR VIAL
 RUTA NACIONAL N°39
 SECCIÓN LA VARCA - CALLE BUANCOS

INGENIERO ESTRUCTURAL: CONSORCIO ESTRELLA-HSOLIS
 ESTRELLA H S O L I S

APROBADO: [Logo]

ESCALA ORIGINAL ISO 216 A1

INDICADAS: [Logo]

FECHA: OCTUBRE 2018

PLANO N°: 6.4

CONTENIDO: - DINTELLES TIPO A - COLUMNA 6

HOJA: 7 DE 8

Nota: Resaltar los elementos en color rojo y azulados.

Anexo 3. Certificaciones de calidad de materiales



MILL TEST CERTIFICATE

Number: 0006396633/2019

Customer: Constructora Hernan Solis, SRL	Order: Circunvalaci	Product: 189451	Steel: ASTM A706	Grade: 60	Sales Order: 8274991	Invoice: FC-1007552CYD
Product Description: VARILLA DEFORMADA	Standard Specification: ASTM A706 / INTE-C401-201	Size: 1/2"	Length: 12M	Units: 1	Weight (Kg): 1616	

Chemistry Analysis									
Heat	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Cu	C.E
	%	%	%	%	%	%	%	%	%
1204009	0.27	1.22	0.20	0.020	0.007	0.017	0.017	0.027	0.48

Mechanical Properties					
Heat	Esfuerzo de Cedencia MPa	Esfuerzo Maximo MPa	Relacion Esfuerzos	Elongacion %	Doblado
1204009	470.5	606.3	1.29	16.44	OK

Notes:

Date: 30.09.2019

Ing. Ricardo Zamora Morales
ArcelorMittal Costa Rica
Planta Laminados Largos.

This document certifies that the product listed here was produced, tested and approved according to the requirements of the standard or contracted specification. We certify that all the related product in this list was produced, tested, approved in accordance with current legislation, does not contain radiation at levels harmful to human beings. In case of doubts, please contact our **Client Support**.



MILL TEST CERTIFICATE

Number: 0006396633/2019

Customer: Constructora Hernan Solis, SRL	Order: Circunvalaci	Product: 198727	Steel:	Grade: 60	Sales Order: 8274991	Invoice: FC-1007552CYD
Product Description: ASTM A706 / INTE-C401-201	Standard Specification:	Size:	Length:	Units: 1	Weight (Kg): 76	

Chemistry Analysis									
Heat	C %	Mn %	Si %	P %	S %	Cr %	Ni %	Cu %	C.E %
X	0.27	1.22	0.20	0.020	0.007	0.017	0.017	0.027	0.48

Mechanical Properties					
Heat	Esfuerzo de Cedencia MPa	Esfuerzo Maximo MPa	Relacion Esfuerzos	Elongacion %	Doblado
X	X	X	X	X	X

Notes:

Date: 30.09.2019

Ing. Ricardo Zamora Morales
ArcelorMittal Costa Rica
Planta Laminados Largos.

This document certifies that the product listed here was produced, tested and approved according to the requirements of the standard or contracted specification. We certify that all the related product in this list was produced, tested, approved in accordance with current legislation, does not contain radiation at levels harmful to human beings. In case of doubts, please contact our **Client Support**.



MILL TEST CERTIFICATE

Number: 0006396633/2019

Customer: Constructora Hernan Solis, SRL	Order: Circunvalaci	Product: 247262	Steel: ASTM A706	Grade: 60	Sales Order: 8274991	Invoice: FC-1007552CYD
Product Description: VARILLA DEFORMADA	Standard Specification: ASTM A706 / INTE-C401-201	Size: 3/4"	Length: 15 M	Units: 1	Weight (Kg): 2908	

Chemistry Analysis

Heat	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Cu	C.E
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
X	0.27	1.22	0.20	0.020	0.007	0.017	0.017	0.027	0.48

Mechanical Properties

Heat	Esfuerzo de Cedencia MPa	Esfuerzo Maximo MPa	Relacion Esfuerzos	Elongacion %	Doblado
X	475.0	605.0	1.27	19.42	OK

Notes:

Date: 30.09.2019

Ing. Ricardo Zamora Morales
ArcelorMittal Costa Rica
Planta Laminados Largos.

This document certifies that the product listed here was produced, tested and approved according to the requirements of the standard or contracted specification.
We certify that all the related product in this list was produced, tested, approved in accordance with current legislation, does not contain radiation at levels harmful to human beings.
In case of doubts, please contact our **Client Support**.

Anexo 4. Informe de control de calidad en planta

Fecha		Protocolo		Consecutivo	
5/4/2019		Certificación de Elementos Prefabricados		CN-PP-CERTIFICADO-mar - VP6-7	
Generalidades del Proyecto					
Proyecto	Diseño y Construcción del Corredor Vial "Circunvalación Norte", Ruta Nacional No.39				
Consortio	Grupo Estrella & Constructora Hernán Solís SRL				
Ubicación	<i>País</i>	Costa Rica	<i>Unidad Funcional</i>	UF-III	
	<i>Provincia</i>	San José	<i>Departamento</i>	Prefabricados	
	<i>Cantón</i>	Tibás			
Detalle del elemento					
Sitio de Producción	Circunvalación Norte				
Código	VP6-7				
Unidad Funcional	UFIII				
Tipo de elemento	Viga				
Pila/Tablero	Tablero 6				
Detalle de producción del elemento					
Fecha de colado	25/3/2019				
Fecha de tensado	24/3/2019				
Fecha de inyección	-				
Detalle de control de calidad del elemento					
Código de Muestra	01 - 8303 - 19				
Fecha de falla	26/3/2019				
Temperatura (°C)	25.5				
Revenimiento (mm)	200				
Detalle de reparaciones					
Presencia de defectos	No				
Aplicación de reparaciones	No				
Detalle de anexos					
Registro de tensado	Si				
Registro de calidad	Si				
Informe de reparación	NA				
Firma de responsable					
Director de proyecto					

Formulario de Control de Elongación de Tensado

Rev.:00

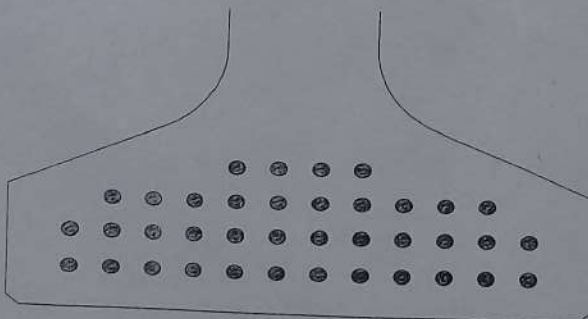
Teóricos		
$\Delta =$	75,75	cm
F=	195	kN

Fecha:	25/03/19
Proyecto:	
Vigas:	VP-7 / VP-8

Tablero #6

Control de Tension		
Toron	F (kN)	Δ (cm)
1	50	38
2	49	37
3	45.5	39
4	46	39.5
5	47	38.5
6	55	37
7	48	39
8	45	36
9	45.5	36.5
10	46	37
11	47.5	37.5
12	49	36.5
13	52	35.5
14	46	38
15	44	36.5
16	48.5	38.5
17	50	37.5
18	50	38
19	45	37
* 20	53	38
21	48	36
22	40.5	36.5
23	42	36
24	40	36.5
25	43	39.5

Control de Tension		
Toron	F (kN)	Δ (cm)
26	43.5	36
27 *	39.5	38
28	40	37
29	42	35.5
30	47.5	35.5
31	48	35.5
32	47.5	35
33	43	36.5
34 *	42	36
35	40	35.5
36	39	36
37	40	36
38	44	35.5
39	47	36
40	46	36
41	40	36
42	47	36.5
43	47	36
44	40	35.5
45	47	35.5
46	38.5	36
47	42	36
48	40	36
49	47.5	32.5
50	40	33.5



La secuencia de Colado es preferiblemente desde Arriba hacia Abajo y desde el Centro hacia los bordes, alternado los lados.

Encargado

Anexo 5. Autocontrol en las plantas de productos prefabricados.



REPÚBLICA DE COSTA RICA
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (MOPT)
CONSEJO NACIONAL DE VIALIDAD (CONAVI)

PROYECTO: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL CORREDOR VIAL “CIRCUNVALACIÓN NORTE”, RUTA NACIONAL N°39, SECCIÓN URUCA (ENT. RUTA NACIONAL N°108)-CALLE BLANCOS (ENT. RUTA NACIONAL N°109

PROCEDIMIENTO TÉCNICO:
CONSTRUCCIÓN Y COLOCACIÓN DE VIGAS

DOCUMENTO NO.:
CR-CN-PT-553.01-010-00



SUPERVISIÓN:
UNIDAD EJECUTORA CONAVI / UNOPS



EJECUCIÓN:
CONSORCIO ESTRELLA- H. SOLÍS

POR EL CONSORCIO:

POR LA SUPERVISIÓN:

POR CONAVI:

REALIZADO:

Harlem Lora

VERIFICADO:

Carlos Martin

APROBADO:

Roberto Acosta

FECHA:

FECHA:

FECHA:

26

06

2018

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	3
2. PREPARACIÓN EN LA OBRA	3
2.1 PERSONAL.	3
2.2 EQUIPOS.	4
2.3 MATERIALES	5
3. MODO DE OPERACIÓN.	5
3.1 ARMADURAS.	8
3.2 MOLDES.	8
3.3 TENSADO DE TORONES.	8
3.4 CONCRETO.	9
3.5 ELEMENTO PRETENSADO (VIGA).	11
3.6 ALMACENAJE, TRANSPORTE Y ERECCIÓN DE ESTRUCTURAS.	16
4. PLAN DE AUTO CONTROL	17
5. SEGURIDAD.	17
6. MEDIO AMBIENTE.	18
7. MANEJO DEL TRÁNSITO:	18
8. PUNTOS CRÍTICOS QUE REVISAR.	18
8.1 PUNTOS CRÍTICOS QUE REVISAR INTERNAMENTE POR EL CONSORCIO.	18
8.2 PUNTOS PARA REVISAR CON LA SUPERVISIÓN.	18
9. GESTIÓN DE NO CONFORMIDAD.	18
9.1 ANÁLISIS DE PROBLEMA	18
9.2 ACCIÓN CORRECTIVA	19
9.3 ACCIÓN PREVENTIVA	19
10. CONTROL DE CAMBIOS.	19
11. ANEXOS.	20
11.1 FORMULARIO DE REUNIÓN.	20
11.2 FORMULARIO DE NO CONFORMIDAD.	20
11.3 FICHA TÉCNICA DEL CURADOR.	20
11.4 FICHA TÉCNICA DEL DESMOLDANTE.	20
11.5 CERTIFICADOS DE CALIDAD DEL ACERO DE PRESFUERZO Y DE REFUERZO.	20
11.6 NOTA TÉCNICA SOBRE CURADO DE VIGAS.	20
11.7 FORMULARIO DE CONTROL DE ELONGACIÓN DE TENSADO.	20
11.8 PLANOS DE VIGAS Y DE COLOCACIÓN DE VIGAS: DETALLES DE DUCTOS DE PVC EN TORONES, ARMADO DE VIGAS, CANTIDAD DE TORONES, TENSADO MÁXIMO DE TORONES (VER PLANOS DEL PROYECTO).	20

1. INTRODUCCIÓN

Este procedimiento explicará la fabricación, transporte y colocación de vigas de concreto pretensado en planta o colado en sitio proveyendo, colocando y tensando el acero de preesfuerzo, según directrices del cartel y del manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010.

2. PREPARACIÓN EN LA OBRA

2.1 Personal.

Personal a intervenir en la actividad por frente de trabajo:

Cantidad	Descripción
1	Gerente de Producción*
1	Ingeniero Residente*
1	Ingeniero Encargado de Prefabricados
2	Personal del área de Seguridad/Banderilleros
1	Ingeniero de Estructuras*
1	Brigada de topografía*
1	Brigada de Carpintero y ayudantes
1	Operador de Bomba de Concreto
2	Brigadas de armadores de acero
2 ó 3	Chofer de camión Mezclador
1 ó 2	Operadores de Lanzadora de vigas
2 ó 3	Operadores de Grúas
6	Personal obrero varios ligados a la operación y colado de hormigón y lanzadora de vigas

- Puede tener varias actividades a la vez bajo su responsabilidad.

2.2 Equipos.

Lista de Equipos por utilizar para llevar a cabo la operación por frente de trabajo:

Cantidad	Descripción
1 ó 2	Cabezales de tensado
2 ó 3	Vibradores
1	Generador eléctrico
1	Pista para la colocación de encofrados
1	Taladros
1 ó 2	Moldes para encofrado de vigas completas
2	Grúas
1	Gatos
1	Lanzadora de vigas
varios	Manómetros
2	Vibradores de agujas
1	Accesorios para encofrados (Puntales, pasadores, etc)
varios	Vibradores en parches
varios	Divisores, separadores o filler para dar discontinuidad a cada elemento

2.3 Materiales

Materiales	Procedencia
Varillas Grado 60	Costa Rica
Concreto $F'c=450$ kg/cm ² convencional y/o autocompactable	Costa Rica
Alambre	Costa Rica
Ductos de PVC	Costa Rica
Desmoldante (Clean Strip) o similar	Dayton (EEUU)
Acero de Preesfuerzo (Toron de 5/8") $f'y = 18600$ kg/cm ²	Costa Rica
Curador Kurez Vox White y/o CURAMAX	INTACO/RENTECO
Separadores de Concreto	Proyecto

3. MODO DE OPERACIÓN.

Se procederá a realizar una reunión de previo con temas de seguridad higiene y medioambiente con todo el personal involucrado en la actividad.

A modo general se presenta el procedimiento a seguir para la fabricación de vigas pretensadas:

- a. Elaboración de armaduras.
- b. Preparación de los moldes.
- c. Colocación de las armaduras, distribución de los aros y refuerzos longitudinales.
- d. Colocación y corte de torones en la bancada de producción
- e. Colocación de ductos de PVC.
- f. Tensado de los torones.
- g. Colocación de los moldes laterales sobre las pistas.

- h. Colado de Concreto.
- i. Desencofrado del elemento.
- j. Curado del elemento.
- k. Limpieza de los moldes.
- l. Traslado de encofrado lateral a un nuevo elemento.

Se procederá a preparar los encofrados laterales y los fondos mediante una limpieza manual, lavado con agua o con la aplicación de desmoldantes que permitan la eliminación de residuos de concreto, grasas o aceites sobre las superficies metálicas del fondo de la pista, así como; de los encofrados laterales.

Se posicionarán de las armaduras correspondientes. El conjunto de armaduras es elaborado previamente en la zona de preparación y fabricación de armaduras (ver planos de armaduras de elemento).

Se colocarán los torones sobre la bancada de trabajo mediante una lanzadora mecánica o por medio de la utilización de grúas o cablestrantes que permitan colocar los cables de pretensión o torones desde el cabezal activo hasta el cabezal pasivo.

Posteriormente se procederá a realizar el tensado de cada uno de los cables o torones, verificando la elongación final de cada cable y una vez posicionadas y verificadas, las armaduras, los torones, los ductos, sigue el colado, compactado y curado del hormigón.

A fin de obtener el máximo resultado de resistencia de los materiales empleados, es absolutamente necesario cuidar que las armaduras metálicas sean ejecutadas de acuerdo con lo indicado en el proyecto. Llenados los encofrados con el hormigón, es imposible comprobar luego la posición y el diámetro de las barras, y es por esto que se hace imprescindible una vigilancia rigurosa durante la preparación de la armadura y su colocación en los encofrados. Los cuidados durante el llenado del hormigón tienen como fin mantener la mezcla homogénea, es decir, con buena distribución de los áridos. Es importante que se elimine el aire atrapado por lo que es recomendable el vibrado, ya sea utilizando un vibrador como herramienta o por medio de sistemas de vibrado de los moldes. Para que el hormigón alcance toda su resistencia y las características para las que fue diseñado es necesario que no pierda la humedad de la mezcla aceleradamente. Con este objetivo debe protegerse la superficie del hormigón para evitar su secado antes de tiempo y se realizará el curado del elemento mediante la utilización de membranas o vapor según se requiera.

Etapas de un elemento pretensado.

En los sistemas de hormigón pretensado resulta de extrema importancia la correcta elección y diseño de los aceros de presfuerzo y de refuerzo para que la pieza obtenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas. Un elemento pretensado está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus secciones. Existen por lo tanto dos instancias en las que las condiciones de servicio y seguridad del elemento deben revisarse: la etapa de transferencia y la etapa final; no descartándose para muchos elementos la existencia de otras etapas intermedias que resultan igualmente críticas.

Etapa de Transferencia. Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera en los anclajes la presión del gato en hormigón postensado; es decir, cuando se transfieren las fuerzas al hormigón que comúnmente ha alcanzado el 80% de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas, y las acciones a considerar son: el preesfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento. Dado que la acción del preesfuerzo solo es contrarrestada por la del peso propio del elemento, en esta etapa se presentará la contraflecha máxima.

El torón se tesará al 75% de su carga de rotura, siendo esta igual o mayor a 1860 N/mm².

Estado intermedio. Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento prefabricado. Se tendrá especial cuidado en la colocación de apoyos temporales y ganchos y dispositivos de montaje para no alterar la condición estática para la que fue diseñado el elemento prefabricado. En general, los ganchos para izaje estarán hechos de acero de presfuerzo de desperdicio, y el área de acero será la necesaria para cargar el peso propio del elemento con un factor de seguridad mayor o igual a 4. En los planos debe quedar perfectamente indicada la posición de estos ganchos.

Etapa final. El diseñador consideró las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general, y en cada elemento en particular, para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. En la etapa final se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última, de tal manera de alcanzar la resistencia adecuada. En esta etapa ya han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento pretensado se encuentra trabajando en conjunto con el hormigón, lo que incrementa notablemente su inercia y resistencia.

3.1 Armaduras.

Se almacenará el acero de refuerzo sobre el nivel del terreno en plataformas, vigas de asiento o cualquier otro tipo de soporte. Se protegerá de daños físicos, herrumbre y cualquier otro deterioro superficial.

Se colocará el acero de refuerzo solamente cuando la superficie esté limpia y las dimensiones mínimas, área de sección transversal y propiedades de tensión cumplan con requisitos físicos para el tamaño y grado del acero especificado.

No se usará acero de refuerzo que esté agrietado, laminado o cubierto con suciedad, herrumbre, escamas sueltas, pintura, grasa, aceite, o cualquier otro material perjudicial.

Una vez iniciado el proceso de fabricación de vigas, las armaduras se armarán a un lateral de la pista de prefabricados, se introducirán entre los moldes y luego se pasarán los torones, tomando en cuenta cuales se les colocara el ducto PVC previo a su tensado.

3.2 Moldes.

Los moldes serán metálicos, limpios de toda contaminación para las vigas. Estos serán previamente aprobados por la supervisión.

3.3 Tensado de Torones.

Se usarán gatos hidráulicos para tensar el acero de preesfuerzo con un medidor de presión o celda de carga para medir la fuerza de los gatos. Estos medidores se calibrarán por lo menos una vez cada 6 meses o antes si aparecieran dando resultados erráticos. Calibrar el gato y el medidor como una unidad, con la extensión cilíndrica en la posición más aproximada a la fuerza final de los gatos hidráulicos. Conservar la tabla con la calibración certificada en cada manómetro.

En caso de usar un manómetro de presión no se deben medir cargas menores de $\frac{1}{4}$ ni mayores de $\frac{3}{4}$ de la capacidad graduada total del manómetro, a no ser que la información de la calibración establezca claramente la exacta consistencia establecida sobre un rango más amplio. Usar un manómetro de presión con una carátula de lectura exacta y con un diámetro de por lo menos 150 mm.

Se medirá la fuerza inducida en el acero de preesfuerzo usando manómetros en los gatos y tomando medidas a las elongaciones del acero pretensado. Si hay una discrepancia de más de 7 %, entre la elongación medida y la fuerza esperada de los gatos, se revisará la operación completa para determinar las razones de la discrepancia y corregir antes de continuar. Recalibrar los manómetros de los gatos hidráulicos si sus lecturas no concuerdan entre sí con variación máxima de 5 %. Si el sistema de gatos es equipado con una válvula con interruptor automático que se cierra cuando la fuerza de preesfuerzo es alcanzada, las medidas de elongación serán requeridas solamente para el primer y último torón y para, por lo menos, un 10 % de los demás torones.

En caso de usar una celda de carga, no se usará el 10 % inferior de la capacidad de la celda de carga, indicada por el fabricante para determinar la fuerza del gato. No exceder los esfuerzos temporales de tensión sobre el acero de preesfuerzo del 80 % del esfuerzo último de tensión. Anclar el acero de preesfuerzo en un esfuerzo inicial que resulte de la suma del esfuerzo de trabajo y todas las pérdidas requeridas.

En el proyecto se utilizará un formulario de control de elongación de tensado (ver anexo)

3.4 Concreto.

No se colocará concreto en los encofrados hasta que el acero de refuerzo, conductos, placas de apoyo y otros materiales que quedarán incrustados en el concreto sean aprobados. Se colocará y vibrará el concreto con cuidado, para evitar el desplazamiento de los elementos incrustados en el concreto.

Se efectuarán por lo menos 2 pruebas de esfuerzo en cilindros, de acuerdo con AASHTO T23, además de las requeridas para determinar el esfuerzo de compresión a los 28 días. Se curarán los cilindros que serán sometidos a esfuerzo de compresión junto con los miembros de concreto que representan. Se dejará áspera la superficie superior de los miembros, contra la cual se va a colar concreto.

EL curado de los elementos pretensados considerados será la cura húmeda y la cura con vapor. En cuanto a la cura húmeda, se extenderá la misma al menos 3 días. (ver nota anexa de Consultor Estructural Carlos Fernandez). Después de los 3 días de cura húmeda se aplicará curador de membrana.

En cuanto la cura por vapor, se calibrarán los ciclos de curado además de contar con cilindros de control; sumado a esto si se cuenta con los aditamentos del molde (boquillas) así como el manteado especial, dicha cura podría durar 8 horas. Se curará la viga en una atmósfera saturada de, por lo menos, 90 % de humedad relativa, la cual se controlará por medio de la utilización de lonas o toldos que cubra la viga en su totalidad. El tiempo de curación puede ser acortado calentado la parte exterior de los encofrados impermeables con calor radiante, con calor de convección, mediante vapor o aire caliente. En este caso los cilindros se deben colocar junto a la viga, cubiertos con el mismo elemento que se utilice para cubrir la viga.

El curado de las vigas se hará en base a cura húmeda por 3 días y luego por membrana.

El procedimiento que seguir para el colado del elemento será el siguiente:

- Para concreto autocompactable:
 - a. Se colocará el concreto hasta una altura aproximada de 13- 17 cms. (ver ilustración 1), quedando siempre por debajo de la cara superior del patín inferior de la viga.
 - b. Se aplicará una vibración de acomodo al concreto previamente colocado, utilizando los vibradores de parche-molde.
 - c. Se continuará con el colado de la viga hasta alcanzar el nivel deseado, el cual puede o no vibrarse según el comportamiento del concreto.
- Para concreto convencional:
 - d. Se colocará el concreto hasta una altura aproximada de 13- 17 cms. (ver ilustración 1), quedando siempre por debajo de la cara superior del patín inferior de la viga.
 - e. Se aplicará una vibración de acomodo al concreto previamente colocado, utilizando los vibradores de parche-molde y de agujas.
 - f. Se continuará con el colado de la viga hasta alcanzar el nivel deseado, el cual se vibrará utilizando ambos sistemas de vibrado (de agujas y de parche-molde).

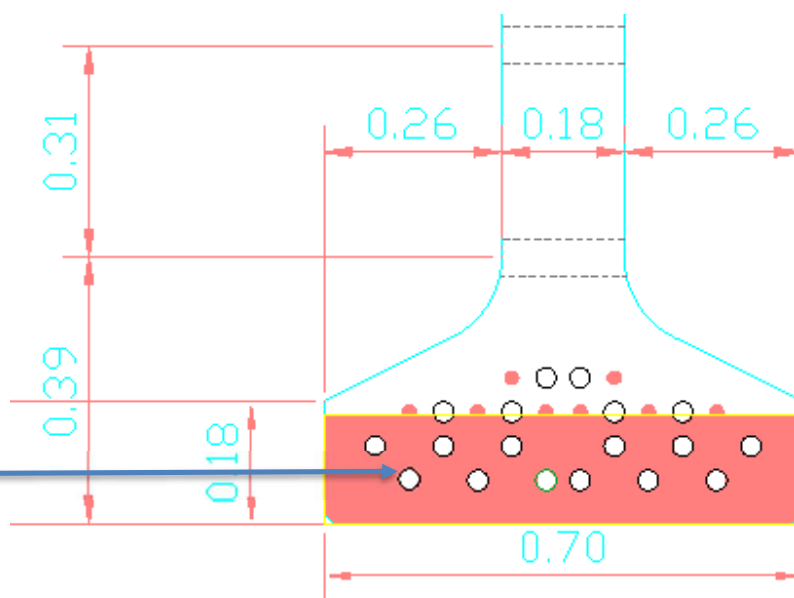


Ilustración 1. Altura hasta la primera etapa del Colado para vibrado.

3.5 Elemento Pretensado (Viga).

Se moldearán los miembros pretensados según las tolerancias permitidas en Tabla 553-1. Del CR2010, el cual presentamos más adelante.

En la fabricación del elemento viga se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

Acero de preesfuerzo:

- Se protegerá el acero de preesfuerzo contra contaminación y corrosión en la cama de colado, si la cama de colado ha estado expuesta al ambiente por más de 36 horas antes de colar el concreto.
- Liberar todos los torones de retorcimientos, enredos y cocas. Se mantendrá con precisión el acero pretensado en la posición y tensión. No se permitirán que los torones se desenrollen más de dos vueltas después del elemento. Mantener un registro de la fuerza de los gatos y de las medidas de elongación después de que los torones son tensados a un 20 % de la fuerza final.
- Tensar el acero de preesfuerzo a la tensión requerida. Incluir en los cálculos de elongación de los cables el alargamiento por deslizamiento del anclaje, deslizamiento en las uniones, movimiento horizontal del empotramiento, y cambios de temperatura en el acero pretensado, entre la hora de tensado y la hora de fragua inicial del concreto.
 - Para el cálculo de elongación se realizó lo siguiente:

	$\Delta = \frac{NL}{AE}$	
Elongacion	75.75	cm
N	19884	kg
L	104	m
E	1950000	kg/cm ²
A	1.4	cm ²

Donde:

$\Delta =$ Elongación.

N= Fuerza de tensión.

L=Longitud del cable.

A=Área del cable.

E= Modulo de Elasticidad del cable.

- **Elongación por relajación:** Si ya han pasado algunos días desde que se realizó el tensado, esto debe medirse aun cuando los torones sean de baja relajación. También es importante considerar que debe realizarse el tensado nuevamente a la fuerza de tensión inicial para contrarrestar este efecto.
- **Deslizamiento de las uniones:** En este caso no existen uniones o acoples puesto que es un solo cable de principio a fin de manera que este rubro no aplica. En caso de existir unión, se debe asegurar que los cables tengan la fuerza de tensión inicial especificada. En cuanto a los acoples, lo usual es utilizar un 1% de pérdidas por acople.
- **Movimiento Horizontal del empotramiento:** Por el sistema de pistones que se está utilizando, el movimiento del empotramiento es autocompensado.
- **Cambios de temperatura:** Este rubro es prácticamente nulo, puesto que en Costa Rica no existe una variación de temperatura tan importante como para que sea un parámetro que influya en la elongación.

Se Mantendrán las camas de los encofrados, cables y acero de refuerzo a una temperatura dentro de los 14 °C de la temperatura del concreto que se colocará en los encofrados. Inicialmente cuando los cables están tensados y luego son jalados hasta quedar colgados, se deben tensar a la tensión requerida menos la tensión adicional que se genera al forzar el cable para mantener el perfil de colgado. Si la carga de un cable colgado en su extremo como se determina en las medidas de elongación es menor que el 95 % de la carga que marca el gato, se deben tensar los dos extremos de la cama. Determinar la carga como la calculada por la suma de las elongaciones producidas en los dos extremos tensados por el gato la cual debe quedar dentro del 5 % de la carga solicitada del gato.

Antes de colocar el concreto, se revisará la tensión en los cables pretensados, con anticipación. El método y el equipo para revisar la pérdida de pretensión deben estar sujetas a la aprobación del Contratante. Si los cables son tensados individualmente, revisar la pérdida de tensión de cada cable. Se retesarán todos los cables que presenten una pérdida de preesfuerzo en exceso de 3 %. Si los cables son tensados en grupo se debe revisar el grupo completo para evaluar la pérdida total de pretensión. Soltar y retensar el grupo completo si el total de pretensado muestra una pérdida en exceso del 3 % o si cualquier cable individual mostrara una diferencia notable respecto al resto de los cables del grupo.

- **Liberación de los esfuerzos del acero:** Soltar la carga de preesfuerzo del concreto después de que el concreto haya alcanzado el esfuerzo a la compresión requerida de un 80% de su resistencia. Cortar o soltar los cables cuya excentricidad lateral disminuya la fuerza de preesfuerzo. Se cortará el acero pretensado para emparejarlo con el extremo del miembro.

- Si se usa una celda de carga, no usar el 10 % inferior de la capacidad de la celda de carga, indicada por el fabricante para determinar la fuerza del gato. No exceder los esfuerzos temporales de tensión sobre el acero de preesfuerzo del 80 % del esfuerzo último de tensión. Anclar el acero de preesfuerzo en un esfuerzo inicial que resulte de la suma del esfuerzo de trabajo y todas las pérdidas requeridas

En cuanto al método y el equipo para revisar la pérdida de pretensión es el siguiente:

- Se utilizarán gatos hidráulicos para tensar el acero de preesfuerzo.



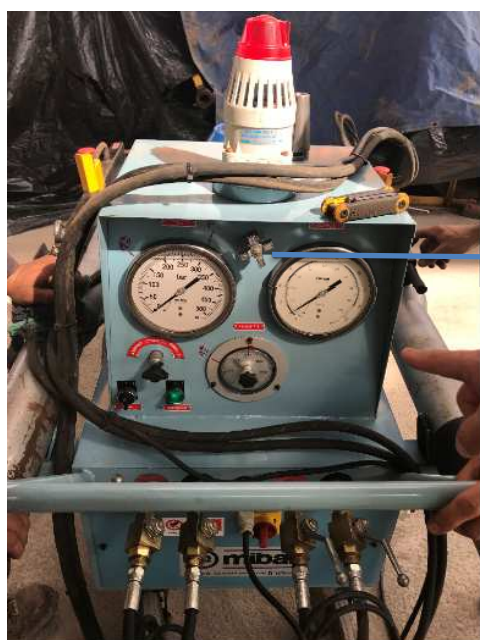
Ilustración 2. Máquina de Tensado de Cables

- Se utilizará un medidor de presión o celda de carga para medir la fuerza de los gatos. Esta celda se utilizará para calibrar una vez cada 6 meses o antes si aparecieran dando resultados erráticos.



Ilustración 3. Celda de Carga

Se medirá la fuerza inducida en el acero de preesfuerzo usando manómetros en los gatos y tomando medidas a las elongaciones del acero pretensado. Si hay una discrepancia de más de 7 %, entre la elongación medida y la fuerza esperada de los gatos, se revisará la operación completa para determinar las razones de la discrepancia y corregir antes de continuar. Recalibrar los manómetros de los gatos hidráulicos si sus lecturas no concuerdan entre sí con variación máxima de 5 %. Si el sistema de gatos es equipado con una válvula con interruptor automático que se cierra cuando la fuerza de preesfuerzo es alcanzada, las medidas de elongación serán requeridas solamente para el primer y último torón y para, por lo menos, un 10 % de los demás torones.



Llave Central

Ilustración 4. Manómetros de Control de Carga o Presión

El método de calibración de los manómetros en caso de haber discrepancia es el siguiente:

- Se abre la llave central según ilustración 4.
- Se aplica una presión cualquiera al cable mediante el gato hidráulico, en caso de haber discrepancia entre los dos manómetros presentados en la ilustración 4, se conecta la celda de carga al manómetro de la izquierda o manómetro de trabajo en la parte posterior del equipo y se procede a la calibración del manómetro.

- Se retira el cable de la celda de carga del manómetro y se conecta nuevamente la manguera de trabajo, en su posición original.
- Este procedimiento anteriormente descrito se repite cada 6 meses o cada vez que ocurra una distorsión superior al 7% entre los manómetros, tomando en cuenta que el manómetro de control o de referencia será el de la derecha presentado en la ilustración 3. Este manómetro está calibrado y garantizado por el fabricante y no es de uso diario.

Tabla 553-1

Tolerancias de miembros de concreto pretensado

Descripción	Tolerancia
Vigas prefabricadas con losa fundida en sitio ⁽¹⁾	
Longitud	± 10 mm / 10 m ± 25 mm max
Ancho (total)	± 10 mm, -5 mm
Profundidad (total)	± 15 mm, -5 mm
Profundidad (Ala)	-5 mm
Ancho (Alma)	± 10 mm, -5 mm
Barido ⁽²⁾	3 mm / 3 m
Variación de la calidad del extremo o sesgado	± 15 mm/ m, ± 25 mm max
Variación de la contraflecha, de la contraflecha de diseño	± 3 mm / 3 m
	± 15 mm máx. 25 m longitud ± 25 mm máx. > 25 m longitud
Posición de los cables: Individual	± 5 mm - atados
Atados	± 15 mm
Posición desde el sitio de diseño de los puntos de deflexión para los cables	± 500 mm
Posición de las placas otras que las de apoyo	± 25 mm
Posición de las placas de apoyo	± 15 mm
Boquilla y lavado de placas	± 5 mm
Boquilla y lavado de placas de apoyo	± 5 mm
Posición de inserto de la conexiones estructurales	± 15 mm
Posición de manejo de artefactos: Paralelo a la longitud	± 150 mm
Transversal a la longitud	± 25 mm
Posición de estribos o aros: Espaciamiento longitudinal	± 50 mm
Proyección sobre la parte superior	± 20 mm
Regularidad local ⁽³⁾	± 5 mm en 3 cm en cualquier superficie

Notas:

(1) Normas AASHTO Vigas tipo I y vigas tipo T.

(2) Variación de línea recta paralela a la línea centro del miembro.

(3) No se aplica a superficies superiores dejadas ásperas para recibir una cubierta o para visualizar las superficies ocultas.

Ilustración 5. Tabla 553-1 del CR 2010.

3.6 Almacenaje, transporte y Erección de estructuras.

No se embarcarán miembros de concreto pretensado hasta que las pruebas de cilindros de concretos fabricados con el mismo material y curados bajo las mismas condiciones que los miembros indiquen que el concreto en cada miembro ha alcanzado el esfuerzo mínimo requerido de diseño. Almacenar, transportar y erigir vigas precoladas y preesforzadas, losas y cajones en posición recta. Los puntos de soporte y las direcciones de las reacciones en relación con los miembros deberán ser aproximadamente las mismas que cuando las piezas queden en su posición final. Se evitará que las piezas sean agrietadas o dañadas durante el almacenamiento y manipulación. Las unidades que resulten dañadas debido a manipulación o almacenamiento indebidos serán reemplazadas.

En el caso de que los elementos se produzcan en la planta de Coyal, estos serán transportados a la obra y se llevarán a su destino final de colocación. En el caso de que los elementos sean realizados en obra, estos se almacenarán en la zona destinada para patio de vigas y luego serán transportadas a su destino final de colocación.

La instalación en obra se realizará usando dos grúas o con una lanzadora de vigas.

En el caso de que se usen grúas, estas tomarán el elemento por los puntos de apoyos dejados durante el colado, la izaran frente al pórtico y las dejarán en su posición final. Previo a la colocación de las vigas, ya debieron haberse colocados los apoyos sísmicos del proyecto en su posición (XYZ) según planos aprobados y los elementos recibidos conforme por la administración.

Una vez colocada la viga, esta se arriostrará para mantenerla en su posición hasta que se puedan colar los diafragmas, ya sean temporales o permanentes. Las vigas se colocarán desde la posición más lejana de la grúa hasta la más cercana. La maniobra de montaje consistirá en que cada una de las grúas, tomará por un extremo (donde se ubiquen los ganchos de Izaje) a la viga, cuando ambas grúas hayan enganchado correctamente al elemento en cuestión, se procederá a la maniobra de levantamiento y/o Izaje para llevar el elemento hasta su posición final.

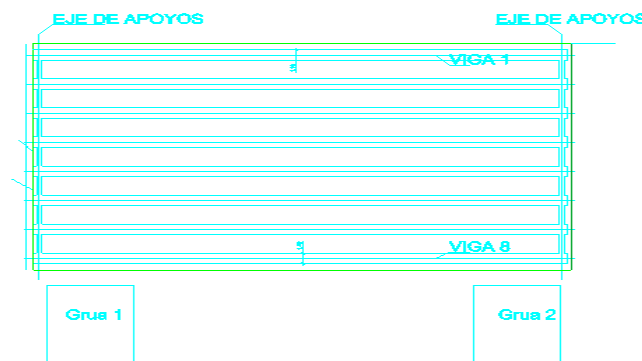


Ilustración 6. Posicionamiento de Grúas.

En caso de usar una lanzadora de viga, esta se alimentará por la parte de atrás, por el lateral o por el debajo. La lanzadora toma el elemento viga y lo posiciona en su lugar final, sobre los apoyos y/o aisladores previamente colocados, al igual que con grúas, una vez colocada la viga se arriostará para mantenerla en su posición hasta que se puedan colar los diafragmas. La primera viga que colocar dependerá de cómo se alimente la lanzadora, si es lateral, se colocara primero el extremo por donde no se está alimentado, si es por atrás, no hay restricción de colocación y si es por el medio por los extremos más alejados al punto de alimentación.

Los elementos deben estar debidamente identificados con fecha de colado, nombre de elemento o número, pórtico de colocación y numero de vigas.

4. PLAN DE AUTO CONTROL

CONCRETO HIDRÁULICO		
Revenimiento de Concreto	AASHTO T-119	1 por descarga
Contenido de Aire	AASHTO T-152	1 por descarga
Peso unitario	AASHTO T-121	1 por descarga
Temperatura	ASTM C-1064	1 por descarga
Resistencia a la compresión de cilindros y núcleos de concreto	INTE 06-02-01	2 por cada Elemento
Prueba de Tensión del Acero de refuerzo		1 por cada Unidad Funcional

5. SEGURIDAD.

Previa al inicio de los trabajos en el caso que aplique, se colocará un letrero informativo de precaución ya que habrá equipos pesado en entrada y salida de la obra.

Todo el personal estará dotado de Equipos de protección personal (EPP), según lo establecido en el plan de Seguridad del proyecto y de la actividad y se utilizarán en caso de ser necesario:

- Letreros.
- Arnes
- Cinta de Peligro/mallas.
- Recomendaciones de Seguridad.

- Señaleros en la entrada y salida del proyecto y de los tajos.

Para la realización de la actividad, se llevarán a cabo todas las recomendaciones que apliquen del plan de Seguridad del Proyecto y de la actividad en específica.

6. MEDIO AMBIENTE.

Para la realización de la actividad se llevará a cabo todas las recomendaciones que apliquen del plan de Gestión Ambiental Proyecto.

7. MANEJO DEL TRÁNSITO:

Para la realización de la actividad, se llevará a cabo todas las recomendaciones que apliquen del plan de Manejo del Tránsito Proyecto.

8. PUNTOS CRÍTICOS QUE REVISAR.

8.1 Puntos Críticos que revisar internamente por el Consorcio.

- Verificación de la ubicación y cota final de la viga (XYZ).
- Verificación del armado de la viga.
- Verificación de la cantidad de torones por viga.
- Verificación del tensado de los torones.
- Verificación de la colocación de los ductos de PVC.
- Verificación de la verticalidad del encofrado.
- Verificación del vibrado y colado de la viga.
- Verificación del Curado del elemento viga.

8.2 Puntos Para Revisar con la Supervisión.

- Verificación de la ubicación y cota final de la viga (XYZ).
- Verificación del armado de la viga.
- Verificación de la cantidad de torones por viga.
- Verificación del tensado de los torones.
- Verificación de la colocación de los ductos de PVC.
- Verificación de la verticalidad y sección del encofrado.
- Verificación del vibrado y colado de la viga.
- Verificación del Curado del elemento viga.
- Verificación de toma de muestra de concreto.

9. GESTIÓN DE NO CONFORMIDAD.

9.1 Análisis De Problema

En caso de no conformidad se analizará el problema para identificar su causa raíz y determinar las mejores acciones a tomar para minimizar las consecuencias y para evitar la repetición del caso.

9.2 Acción Correctiva

Después del evento, el análisis y la identificación de la causa raíz, se presentará la acción correctiva, que tendrá la misión de minimizar o eliminar, en lo posible, los efectos del problema que produjo el incumplimiento.

9.3 Acción Preventiva

Para asegurarse de que el incumplimiento no reaparezca, se tomarán las acciones necesarias para evitar situaciones que causaron la no conformidad en el futuro, estas situaciones vienen identificados en el análisis de problemas.

10. CONTROL DE CAMBIOS.

REV	FECHA	MODIFICACIONES	REALIZADO	VERIFICADO	APROBADO
00	26-06-2018				

11. ANEXOS.

11.1 Formulario de reunión.

11.2 Formulario de no Conformidad.

11.3 Ficha técnica del Curador.

11.4 Ficha técnica del desmoldante.

11.5 Certificados de calidad del Acero de Presfuerzo y de refuerzo.

11.6 Nota Técnica sobre curado de vigas.

11.7 Formulario de control de elongación de tensado.

11.8 Planos de vigas y de colocación de vigas: detalles de ductos de PVC en torones, armado de vigas, cantidad de torones, tensado máximo de torones (ver planos del proyecto).

Referencias

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8 ed.)*. Washington DC, Estados Unidos de América: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Concrete Institute. (1996). *Guide for Consolidation of Concrete (ACI 309R)*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318RS-14)*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- American Society for Testing Materials. (2015). *Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete (ASTM C143)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete (ASTM C1611)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2017). *Standard Test Method for Air Content of Concrete With A Type B of Pressure Meter (ASTM C231)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2017). *Standard Test Method for Temperature of Freshly Mixed Hydraulic-Cement Concrete (ASTM C1064)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2017). *Standard Test Method for Density (unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete (ASTM C138)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory (ASTM C192)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens (ASTM C496)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2019). *Standard Specification for Ready-Mixed Concrete (ASTM C94)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2019). *Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete (ASTM C309)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2016). *Standard Specification for Sheet Materials*

- for Curing Concrete (ASTM C171)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2008). *Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete (ASTM C172)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon Steel Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A615)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2016). *Standard Specification for Deformed and Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement (A706)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Low Relaxation, Seven Wire Steel Strand for Prestressed Concrete (ASTM A416)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2010). *Standard Specification for Filled Epoxy-Coated Seven-Wire Prestressing Steel Strand (A882)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2015). *Standard Specification for Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete (A 421)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete (A722)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2007). *Standard Specification for Portland Cement (ASTM C150)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Standard Specification for Concrete Aggregates (ASTM C-33)*. Pensilvania, Estados Unidos: American Society for Testing Materials International.
- Argueta, A. (Febrero del 2010). Estiba, Transporte y Montaje de Estructuras Prefabricadas. *Edificios y Sistemas Presforzados*. Simposio llevado a cabo en el curso de Análisis y diseño de Estructuras Prefabricadas, Chiapas, México.
- Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A.C. (2000). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*. México.
- Bartolomé, M., Arévalo, C., y Pascual, J.P. (2012). *Buenas Prácticas Preventivas en el Uso de Prefabricados de Hormigón*. Madrid, España.
- Cámara costarricense de la construcción. (2018). *Enorme rezago del país en infraestructura*. Recuperado de <https://www.construccion.co.cr/Post/Detalles/23006/el-enorme-rezago-del-pais-en-infraestructura>.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica (4 ed.)*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2019, 25 de agosto). *Funciones del inspector de proyecto*. Recuperado de <https://cfia.zendesk.com/hc/es/articles/115002650114--Cuáles-son-las-funciones-del-inspector-del-proyecto>.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2010). *Reglamento Especial Cuaderno de Bitácora de Obras*. San José, Costa Rica.

- Mahoney, W.D. (2008). *Construction Inspection Manual* (8 ed.). California, Estados Unidos de America: BNI Publications.
- Harlem Lora. (2018). *Procedimiento Técnico: Construcción y Colocación de vigas y Dinteles*. San José, Costa Rica: H-Solís y Estrella.
- Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto. (2007). *Manual para supervisar obras de concreto*. San José, Costa Rica.
- Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto. (1994). *Práctica estándar para el curado de concreto*. San José, Costa Rica. México D.F., México: Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, A.C
- Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto. (2005). *Tipos de cemento y sus usos*. San José, Costa Rica.
- Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto. (2004). *Elaboración, colocación y protección del concreto en clima caluroso*. San José, Costa Rica.
- Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. (2007). *Manual para supervisar Obras de Concreto*. México D.F., México: Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, A.C.
- Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. (2005). *Conceptos Básicos del concreto*. México D.F., México: Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, A.C.
- Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. (2009). *¿Qué es la certificación?* Juárez, México D.F
- Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica. (2009). *Método de ensayo para determinar la densidad, gravedad específica, y la absorción del agregado grueso (INTE 06-02-33)*. San José, Costa Rica.
- Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica. (2010). *Método de ensayo para determinar la densidad, gravedad específica, y la absorción del agregado fino (INTE 06-02-34)*. San José, Costa Rica.
- Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica. (2015). *Requisitos del Cemento Hidráulico (INTE 06-11-15)*. San José, Costa Rica.
- International Standard Organization. (2015). *Sistemas de gestión de calidad-Requisitos (ISO-9001)*. Ginebra, Suiza: International Standard Organization.
- Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales. (2016). *Barras de Acero Corrugadas y Lisas para Refuerzo de Elementos de Concreto Estructural en Costa Rica*. San José, Costa Rica: Lanamme.
- Lezing, R. (2017). *Material del curso de Concreto*. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago: Escuela de Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- McCormac, J.C y Csernak S.F. (2013). *Diseño de estructuras de acero (5 ed.)*. México D.F, México: Editorial Alfa Omega Grupo.
- Méndez, J. (2015). *Principios Básicos de la Prefabricación y Aplicación de Presfuerzo en Concreto* (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F, México.
- Ministerio de Economía, Industria y Comercio. *Norma oficial de especificaciones para los agregados finos y gruesos para concreto (No10854-MEIC)*. San José, Costa Rica.
- Ministerio de Economía, Industria y Comercio. (2004). *Reglamento técnico de cementos hidráulicos (RTCR 383)*. San José, Costa Rica.
- Ministerio de Economía, Industria y Comercio. (2011). *Reglamento técnico para Barras y Alambres de refuerzos para concreto (RTCR 452)*. San José, Costa Rica.

- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. (2011). *Manual de Carreteras del Paraguay* (1 ed.). Paraguay.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (2010). *Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes*. San José, Costa Rica: Lanamme.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes y Agencia de Cooperación Japonesa. (2007). *Manual de Inspección de Puentes*. San José, Costa Rica.
- Montani, R. (2012). *Reparaciones de grietas Inyectando Resinas por Medio de Gravedad*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Navarro, A. (2014). *Diagnóstico de procedimientos de inspección estructural y propuestas de herramientas de estandarización* (Tesis de Licenciatura). Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Nawy, E.G. (2009). *Prestressed Concrete* (5 ed.). Minneapolis, Estados Unidos de América: Pearson Higher Education.
- Nilson, A.H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* (12 ed.). Bogotá, Colombia: Editorial McGraw-Hill.
- Precast/Prestressed Concrete Institute. (1999). *Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products* (4 ed.). California, Estados Unidos de América: Precast/Prestressed Concrete Institute.
- Restrepo, A.C; y Cardona, C.S. (2014). *Herramientas de Control*. Recuperado de http://puntosdeencuentro.weebly.com/uploads/2/2/3/6/22361874/listas_de_chequeo.pdf.
- Rodríguez, D.F. (s.f.). *Manual Básico para el Diseño de Elementos Prefabricados*. México.
- Sason A.S. (Mayo de 1992). Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand. *PCI Journal*. *PCI Journal*. 25 pp-30 pp.
- Vargas, S.R. (2013). *Diseño comparativo de superestructuras de puente simple apoyados de vigas de concreto preesforzado y vigas de acero tipo W grado 50* (Tesis de licenciatura). Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Watson, P. (2012). *Guía práctica de procedimientos de aplicación para reparaciones de concreto*. Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.