

Diseño estructural de la extensión del hospital Clínica bíblica, San José – Costa Rica.



Abstract

The graduation project “Structural design of the extension of the Clínica Bíblica hospital” made under the supervision of professor Jan Pažek of the faculty of civil engineering of the Czech Technical University in Prague was developed within the program of interchange between this university and the Technological Institute of Costa Rica and with the support of its respective offices of cooperation.

The objective of this project is to make the structural design of the extension building of the Clínica Bíblica hospital located in San José, Costa Rica; choosing the structural system from three suitable options, which in this case are: structural reinforced concrete frames, structural steel frames and structural modular masonry walls. The system designed was structural reinforced concrete frames.

For that, it is necessary to obtain the structural properties for each one in the different materials and, according to the Seismic Code of Costa Rica, to get a design which fulfils its requirements and guarantees an earthquake-resistant system to lateral loads. Because of this fact, it is possible to mention the collected data is as far as normal ranks.

Key words: structural analysis, design, reinforced concrete, structural masonry, structural steel.

Resumen

El proyecto de graduación “Diseño estructural de la extensión del hospital Clínica Bíblica” realizado bajo la supervisión del profesor Jan Pažek de la facultad de ingeniería civil de la Universidad Técnica Checa en Praga, se desarrolló dentro del programa de intercambio entre dicha universidad y el Instituto Tecnológico de Costa Rica y con el apoyo de sus respectivas oficinas de cooperación.

El objetivo de este proyecto consiste en el diseño estructural del edificio de extensión del Hospital Clínica Bíblica ubicado en San José de Costa Rica, escogiendo el sistema estructural a partir de tres convenientes opciones, las cuales en este caso son: marcos de concreto reforzado, marcos de acero estructural y muros de mampostería estructural. El sistema diseñado fue el de marcos de concreto reforzado.

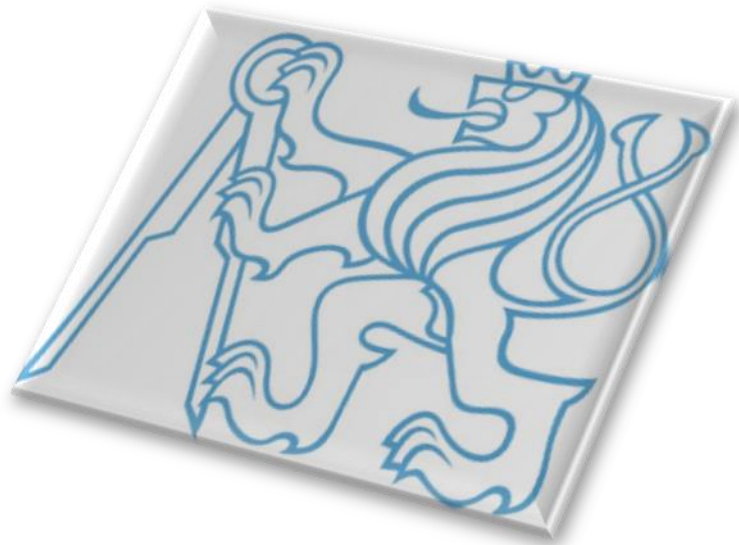
Para ello es necesario obtener las propiedades estructurales de cada uno de los diferentes materiales y, basándose en lo estipulado en el Código Sísmico de Costa Rica, lograr un diseño que cumpla con sus lineamientos y se garantice un sistema sismo-resistente a cargas laterales. Debido a lo anterior, se puede mencionar que los datos obtenidos se encuentran dentro de los rangos normales.

Palabras Claves: análisis estructural, diseño, concreto reforzado, mampostería estructural, acero estructural.

Diseño estructural de la extensión del hospital Clínica Bíblica, San José – Costa Rica.

NATALIA MEDINA POSADA

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



Diciembre 2008

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE

Contenido

Abstract	1
Resumen.....	1
Prefacio	1
Resumen ejecutivo	3
Introducción	5
Objetivos	6
Metodología	7
Resultados obtenidos	1
Análisis de resultados	23
Conclusiones	25
Apéndices	26
Anexos	56
Referencias	57

Prefacio

Para todo proyecto en construcción, no sólo es importante contar con un buen diseño arquitectónico sino que también es necesario contar con un buen diseño estructural, entre otros. Aunque es bien sabido que la parte arquitectónica es una de las que más impresiona y resalta a la vista de la población en general, se debe buscar un equilibrio entre la forma, función, sustentabilidad y sostenibilidad de una obra; con ello, un buen análisis estructural permite cumplir con todos los requisitos de seguridad responsable que se debe ante la sociedad. También este permite un mejor aprovechamiento de los materiales según sus características estructurales, tanto generando proyectos más económicos, por el uso de cantidades necesarias y evitando así el sobre-diseño, como en la disminución de los desechos producidos. El éxito de un proyecto se encuentra en lograr una comunicación entre la parte estructural y la arquitectónica. Una estructura cuanto más sencilla y mejor manera exprese el material, es más pura estéticamente.

El presente trabajo tiene como objeto principal el desarrollo del diseño estructural de un edificio, específicamente de la extensión del Hospital Clínica Bíblica ubicado en San José centro, tratando en lo posible poder simular la situación real y reflejarla en los resultados obtenidos. Para ello se evaluaron los alcances y limitaciones que existan junto con la información referente y, seguido a esto, establecer un procedimiento de diseño basado en los lineamientos regentes de nuestro medio, los cuales en este caso son: el ACI (American Concrete Institute) y el Código Sísmico de Costa Rica en su versión más reciente (2002).

Gracias al convenio de intercambio existente entre el Instituto Tecnológico de Costa Rica (ITCR) y la Universidad Técnica Checa en Praga (ČVUT), por sus siglas en Checo, fue

posible realizar este proyecto de graduación en esta última. El programa de intercambio abre una puerta más a los estudiantes de Ingeniería en Construcción a parte de graduarse, a una experiencia diferente, tanto en el ámbito académico como en la vida fuera de las aulas, dándoles una visión de mundo más compleja al compartir con nuevas culturas, todo parte del rumbo globalizado que han tomado las actividades humanas.

Este tipo de esfuerzos por parte de la institución permiten que socialmente sus egresados puedan cubrir diversas áreas del desarrollo de una comunidad, al crear indirectamente seres con mentalidades más abiertas y recurrentes al cambio, sin miedos de afrontar nuevos retos o, simplemente en la mera convivencia con estudiantes extranjeros – formas de vivir diferentes – con lo que se puede lograr la (erradicación de estereotipos y fobias sociales racismo, xenofobia, pobreza, etc.) que hoy son cánceres de nuestra población y amplían las brechas de la exclusión social.

No obstante, como toda experiencia por parte de la escuela de Ingeniería en Construcción, no así para el ITCR que ya contaba con casos de intercambio en años anteriores de estudiantes de las escuelas de Ingeniería en Mantenimiento Industrial y Electrónica, queda mucho por trabajar, por lo que estos primeros pasos deben servir de guía a futuros estudiantes de la carrera y fortalecer la proyección internacional de toda la escuela, con miras a ensanchar los enlaces con la Facultad de Ingeniería Civil de la ČVUT de forma que esto permita mantener un flujo constante entre estudiantes nacionales que opten estudiar en Praga, así como a estudiantes checos que deseen venir a cursar materias en el ITCR.

Por último, sólo queda agradecer todo el apoyo brindado por parte de la escuela,

especialmente a los profesores: Ing. Hugo Navarro y la Ing. Sonia Vargas, quienes estuvieron al tanto de mi estadía en Praga como profesor guía y coordinadora de proyecto de graduación respectivamente y a el profesor guía de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Checa en Praga, el Ing. Jan Pašek. También un sincero agradecimiento a la oficina de cooperación internacional de ambas universidades: en Costa Rica a la señora Marisela Bonilla Freer directora de cooperación del TEC y en Praga a la señora Lucie Bilová de la oficina internacional de la ČVUT.

Resumen ejecutivo

La construcción como actividad se rige por diferentes normas. En el ámbito comercial, esta está apegada a sus leyes de oferta y demanda y a razón social es una fuente generadora de empleo por lo que sin lugar a dudas es un indicador de desarrollo; es toda una industria y como tal el aprovechamiento de los recursos y materias primas debe optimizarse y, por ende, generar menor cantidad de residuos y desechos.

Debido a esto los proyectos deben enfocarse en invertir más en el periodo de planificación y análisis; es necesario lograr que el diseño de estos reflejen las intenciones del mercado. La alta competitividad generada en el sector se refleja con el auge de nuevos proyectos que buscan atraer los futuros compradores, diseños de vanguardia, estructuras de gran envergadura y procesos de construcción mejorados, estructura no sobre-diseñadas y que, en miras de mantener en pie esta gran industria, que todos los días tiene más personas trabajando en su campo.

Este documento refleja básicamente el conocimiento obtenido en las aulas a través de la realización de un diseño estructural, en orden de nombrar los elementos considerados sísmico-resistentes basándose en las especificaciones técnicas debidas (CSCR2002 y ACI) y tiene como objetivo definir una propuesta de diseño en concreto reforzado para dicho edificio.

El análisis no cubrió el diseño mecánico o eléctrico de la obra, por lo tanto se omitió la influencia que puedan tener estos sobre la parte estructural del edificio. Además, el diseño de elementos consistió en el uso de un sistema estructural tipo marco, con el cual las vigas y las columnas soporten las fuerzas sísmicas.

El edificio de extensión del hospital se dividió en dos etapas (etapa I y etapa II). De acuerdo con el propósito académico, ambas etapas deberían diseñarse de la misma manera, entonces la etapa dos fue el edificio que se utilizó para el desarrollo de este trabajo.

La etapa I corresponde a la estructura que incluye los ejes C, D, E, F (longitudinales) y los ejes 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 (transversales). La etapa-II está dividida en seis ejes longitudinales (A, B, C, D, E, F), separados 6.5 m cada uno, y cinco ejes transversales (8, 9, 10, 11, 12), separados 8 m entre ellos. La altura entre los pisos es alrededor de 4 m y el número total de los pisos del edificio son siete, contando el sótano y la bodega. El área es 1040 m² y la altura total es 20 m sobre el nivel de la calle.

El sistema de entrepiso es un sistema prefabricado, con una sobrelosa de 5 cm de espesor. El sistema es llamado "Losa Lex" y consiste en paneles de concreto con secciones circulares huecas. El suplidor es PC (Productos de Concreto). El sistema de techos es una losa plana y también es el sistema prefabricado "Losa Lex". Los acabados arquitectónicos fueron considerados de alta calidad.

El muro de contención se definió con bloques de mampostería modular de 20x20x40 cm y con todas sus celdas rellenas de concreto. Para el refuerzo, se asumió que el diseño presentado por la compañía PC funciona. El diseño real del muro de retención no fue posible de realizarse porque la información acerca del suelo no era suficiente, y la asunción preliminar fue hecha para determinar las cargas que el muro transfiere a la estructura. Se desligaron los muros de retención de la estructura, es por ello que no se incluye su influencia en el análisis ni su diseño.

El análisis estructural del sistema utilizado se basó en el método dinámico brindado por el CSCR-02, ya que no cumple con el requisito de altura máxima sobre nivel de calle (28,56m) y número máximo de niveles; el cual estipula 5 niveles y la estructura cuenta con 7. Para el diseño de los elementos de concreto se utilizó la metodología del ACI-318 y el Capítulo 8 del CSCR-02, con los alcances y limitaciones que estos establecen.

Entre las limitaciones presentes estuvo la falta de información sobre el suelo y los planos del proyecto, y debido a la imposibilidad de adquirirla, mucha de la información requerida fue supuesta.

Aparte, se realizó la comparación de los tres convenientes sistemas y esta se elaboró en términos de las características de cada uno de los materiales y no en el diseño estructural de cada sistema.

Debido a que este proyecto muestra un procedimiento meramente teórico se realizó una guía de este al igual que se creó una memoria de cálculo para un mayor entendimiento del lector.

Los programas computacionales utilizados como herramientas de trabajo fueron Word, Excel del paquete de Microsoft Office, el programa Autocad versión 2006 y el programa de análisis estructural ETABS Nonlinear v9.2.0.

Introducción

Actualmente, el conocimiento acerca de los aspectos del comportamiento y diseño de los miembros estructurales ha permitido avances notables en el campo de estructuras de concreto reforzado.

El desarrollo de sistemas informáticos ha hecho posible un mejor entendimiento de las estructuras y poder predecir con un buen grado de exactitud el comportamiento de estas, las cuales están sujetas a diferentes combinaciones de cargas. Añadido a esto, avances en las técnicas de análisis estructural han permitido el diseño de estructuras enfocadas en el uso de la filosofía basada en el estado límite de falla y servicio, es decir, bajo condiciones en las cuales los miembros estructurales o sus configuraciones, cesan de comportarse según la función en que se previó que lo harían bajo condiciones normales de trabajo (límite de serviciabilidad), o fallan bajo condiciones severas de trabajo (límite de falla).

Los reglamentos de construcción modernos han venido enfocando directamente la filosofía de diseño estructural, reconociendo la mayor y menor capacidad de los conjuntos estructurales para sobrellevar sin colapso sobrecargas importantes en condiciones extremas. En el caso de estructuras de concreto reforzado para edificaciones urbanas, el Instituto Americano del Concreto (ACI, por sus siglas en inglés) ha regido tradicionalmente su diseño y construcción en nuestro medio, con el criterio de dimensionamiento basado en el estado límite de carga y servicio (load and resistance factor design, LRFD). Con esta se alcanzan mejores y más económicas estructuras.

El Código Sísmico de Costa Rica (versión 2002) también refleja la filosofía previa, específicamente hablando de la capacidad de los diseños sismo-resistentes.

Objetivos

Objetivo General:

- Proponer un diseño estructural para el edificio de extensión del Hospital Clínica Bíblica.

Objetivos Específicos:

- Definir el sistema estructural de la estructura.
- Hacer el diseño de los elementos del edificio utilizando concreto reforzado.
- Comparar tres sistemas convenientes: marcos de concreto, marcos de acero y muros de mampostería.

Metodología

Con la información obtenida de los planos, se procede con el análisis del modelo estructural y se determinan las cargas que actúan en él. Las secciones propuestas para los elementos son vigas de 30x70cm, columnas de 70x70cm para los primeros cuatro niveles y de 50x50cm para los tres últimos. La losa distribuye la carga a las vigas en una dirección N-S cargando los marcos longitudinales y E-O que corresponden a los marcos transversales, con el fin de distribuir mejor la carga sobre las vigas y columnas del edificio.

Los pesos del sótano y la planta principal que son soportados por los elementos fueron calculados con base en detalles de planta de los planos, por medio de áreas tributarias según la dirección del entrepiso; pero para los niveles 2-6 (azotea) eso no pudo ser posible porque esta información no estaba en los detalles. Estos pesos fueron asumidos como el promedio de los valores actuantes del sótano y la planta principal. También fueron calculados el centro de rigidez, el centro de masa y los desplazamientos del edificio

Debido al similar arreglo del edificio, los marcos tienen cargas muy similares por niveles, en este caso el diseño de los elementos en flexión es realizado para uno solo, aquel que presente los valores críticos del nivel.

La contribución del cortante que sufre cada uno de los marcos es proporcional a su propia rigidez dividida por la suma de las rigideces de los marcos en la misma dirección (rigidez relativa). Entonces, al usar herramientas de análisis estructural, específicamente ETABS, el edificio es modelado en 3-D y es realizado el análisis dinámico para 16 modos y se determinó el efecto de la carga sísmica utilizando el método CQC.

Se obtienen los esfuerzos producidos por las cargas en los elementos de diseño, los cuales son: vigas, columnas y fundaciones. Las combinaciones de carga utilizadas son las correspondientes al CSCR2002 enunciado 6.2.

1. Combo 1: 1.4 CM
2. Combo 2: 1.2 CM + 1.6 CV
3. Combo 3D1: 1.05 CM + 0.5 CV+ CS
4. Combo 3D2: 1.05 CM + 0.5 CV+ CS
5. Combo 4D1: 1.05 CM + 0.5 CV- CS
6. Combo 4D2: 1.05 CM + 0.5 CV- CS
7. Combo 5D1: 0.95 CM +CS
8. Combo 5D2: 0.95 CM +CS
9. Combo 6D1: 0.95 CM - CS
10. Combo 6D2: 0.95 CM - CS

D1 es el spectrum case en la dirección x, que contiene el los efectos sísmicos en esa dirección más el 30 % de los efectos en la dirección ortogonal. D2 representa el spectrum case en la dirección en y más el 30 % de la sollicitación en x.

Se utilizan las envolventes de diseño para determinar los momentos máximos positivo y el cortante máximo en las vigas, así como en la columnas. Además de la inercia agrietada en el modelaje de las vigas.

La sección asumida para las vigas satisface el diseño, al igual que las secciones propuestas para las columnas, en las cuales el arreglo del acero no excede el 2% y la mayoría de estos están alrededor del 1% de acero de refuerzo.

Para las cimentaciones se proponen dos tipos de placas aisladas, uno para las columnas centrales y el otro para las columnas del perímetro.

cuando los tres tipos de elementos se diseñen, se hacen los respectivos detalles constructivos.

Resultados obtenidos

Arreglo geométrico típico en planta y altura del edificio

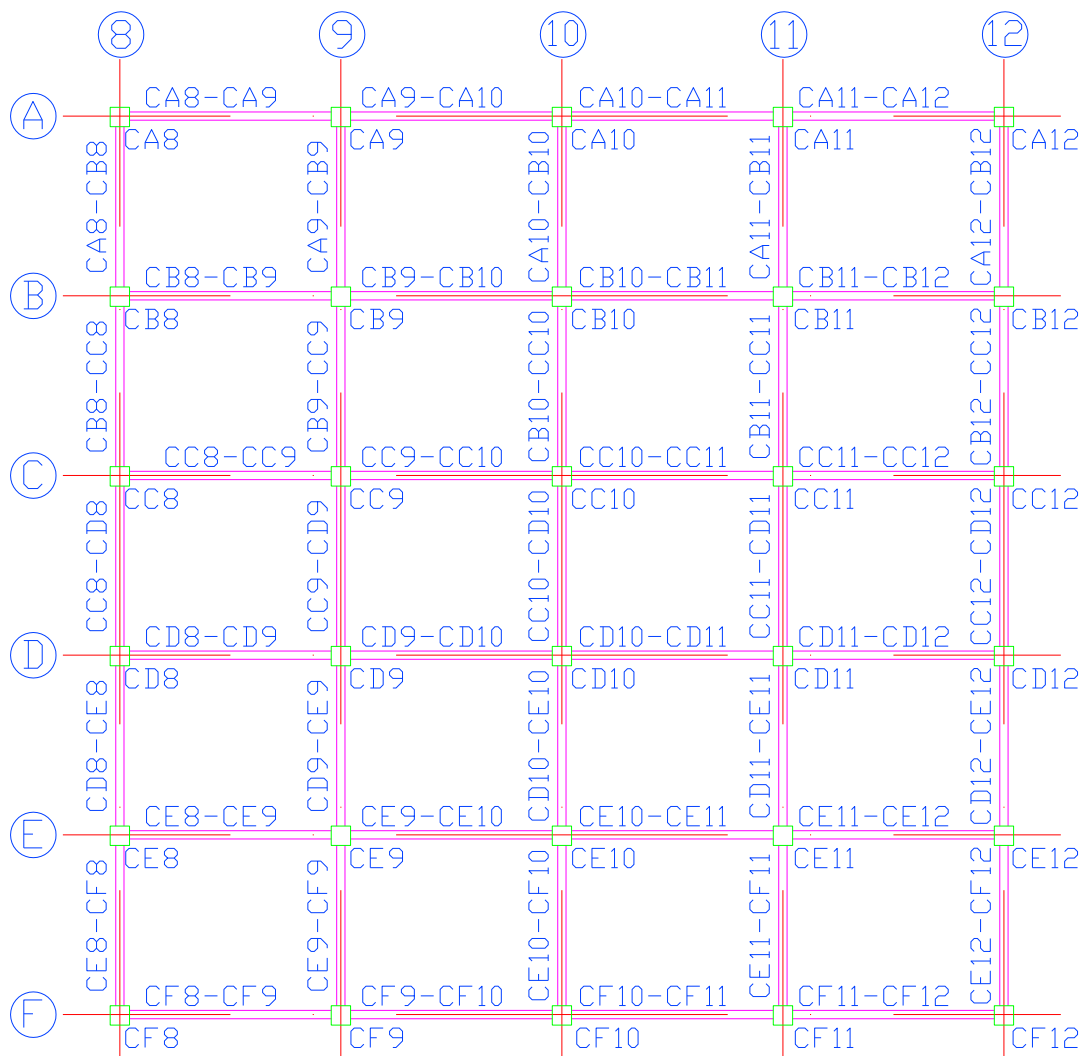


Ilustración 1. Etiquetas de los elementos estructurales

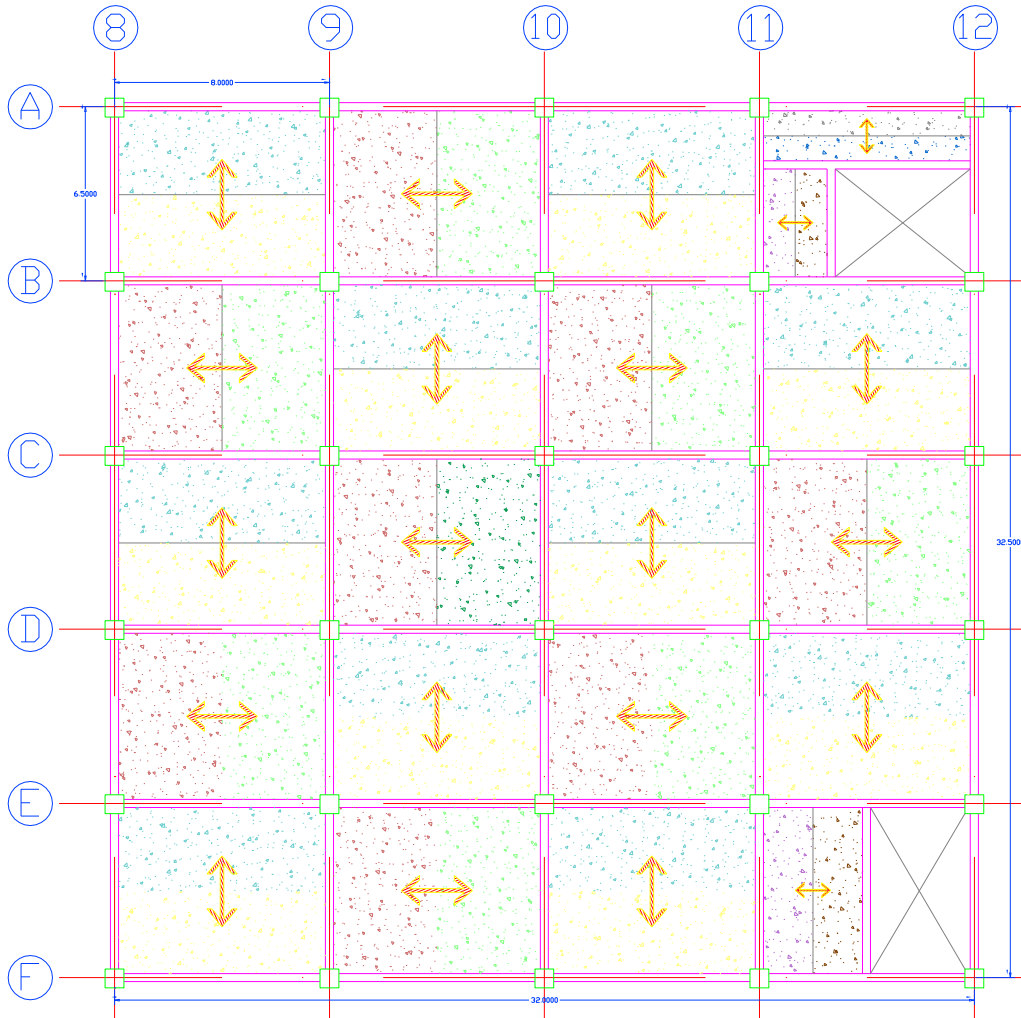


Ilustración 2. Distribución de las losas de entrespiso para la planta baja y niveles del 2 al 6

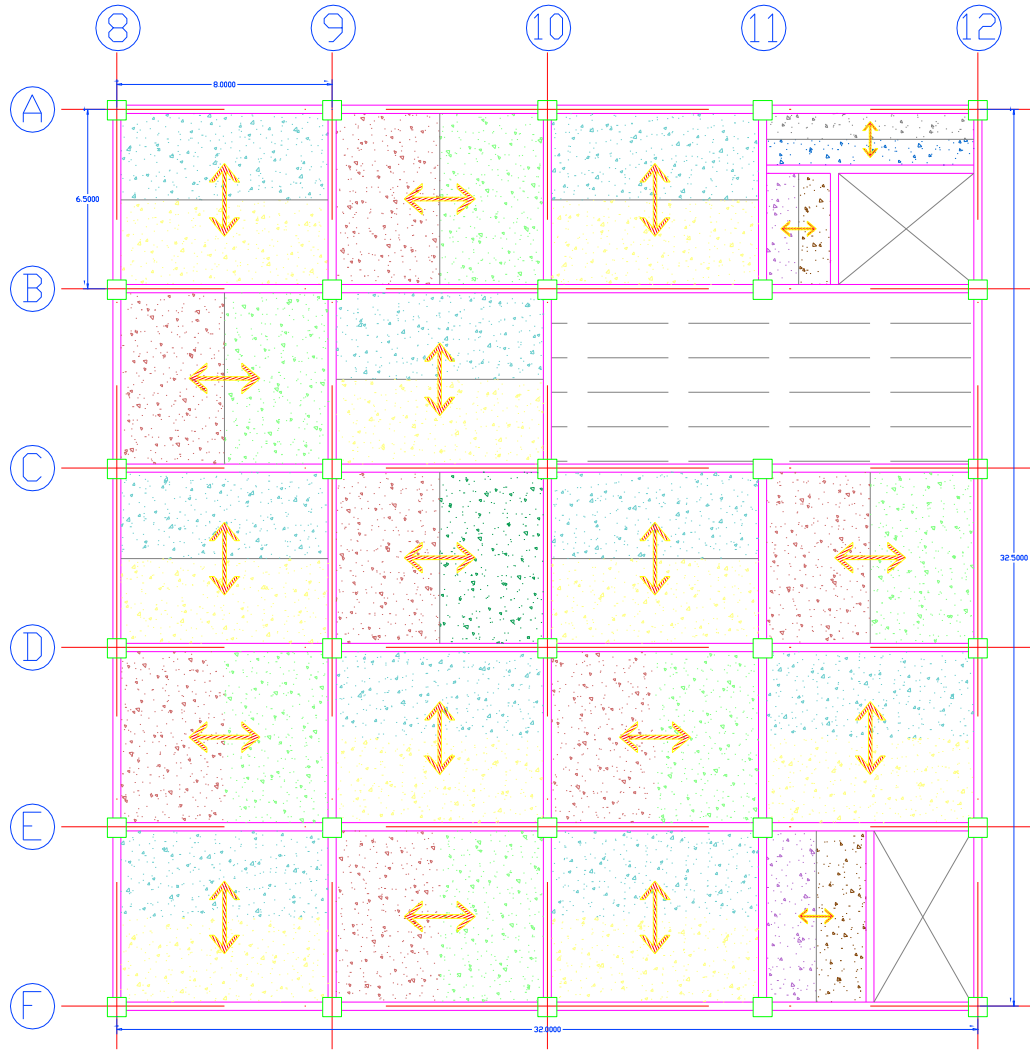


Ilustración 3. Distribución de las losas de entepiso para la planta principal

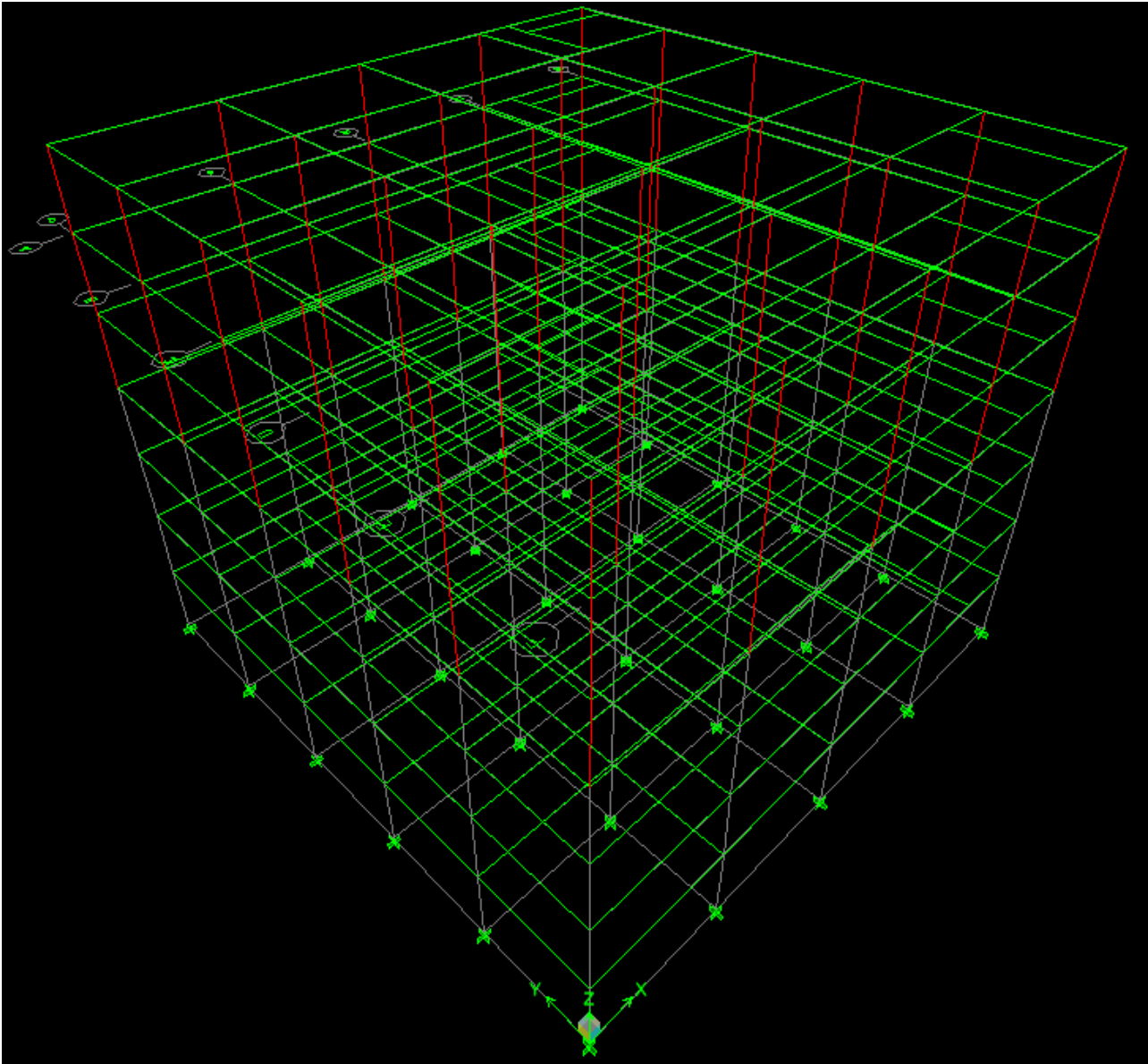


Ilustración 4. Edificio modelado en 3-D, fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

Tablas del análisis del modelo estructural

Marco	Nivel	Viga	Cargas (Kg/m)		Columna	Cargas (Kg) permanente	
			Permanente	temporal			
A	Planta baja	CA8-CA9	5562.14	1625.00	CA8	6436.08	
		CA9-CA10	4112.64	0.00	CA9	6436.08	
		CA10-CA11	6472.14	813.00	CA10	6436.08	
		CA11-CA12	4567.56	408.00	CA11	6436.08	
		CA11'-CA12'	454.92	1300.00	CA12	6436.08	
	Planta Principal	CA8-CA9	4415.82	1300.00	CA8	6436.08	
		CA9-CA10	2056.32	0.00	CA9	6436.08	
		CA10-CA11	4415.82	1300.00	CA10	6436.08	
		CA11-CA12	2511.24	408.00	CA11	6436.08	
		CA11'-CA12'	454.92	1300.00	CA12	6436.08	
	2	CA8-CA9	4988.98	1462.50	CA8	6436.08	
		CA9-CA10	3084.48	0.00	CA9	6436.08	
		CA10-CA11	5443.98	1056.25	CA10	6436.08	
		CA11-CA12	3539.40	408.00	CA11	6436.08	
		CA11'-CA12'	454.92	1300.00	CA12	6436.08	
	6	CA8-CA9	4988.98	1462.50	CA8	4037.04	
		CA9-CA10	3084.48	0.00	CA9	4037.04	
		CA10-CA11	5443.98	1056.25	CA10	4037.04	
CA11-CA12		3539.40	408.00	CA11	4037.04		
CA11'-CA12'		454.92	1300.00	CA12	4037.04		
B	Planta baja	CB8-CB9	1449.50	1625.00	CB8	8074.08	
		CB9-CB10	1449.50	1625.00	CB9	8074.08	
		CB10-CB11	2359.50	812.50	CB10	12234.08	
		CB11-CB12	1449.50	892.00	CB11	6333.60	
	Planta Principal	CB8-CB9	2359.50	2925.00	CB8	8074.08	
		CB9-CB10	1449.50	1300.00	CB9	8074.08	
		CB10-CB11	2359.50	1625.00	CB10	8074.08	
		CB11-CB12	1449.50	892.00	CB11	6347.88	
	2	CB8-CB9	1904.50	2275.00	CB8	8074.08	
		CB9-CB10	1449.50	1462.50	CB9	8074.08	
		CB10-CB11	2359.50	1218.75	CB10	10154.08	
		CB11-CB12	1449.50	892.00	CB11	6340.74	
	6	CB8-CB9	1904.50	2275.00	CB8	4037.04	
		CB9-CB10	1449.50	1462.50	CB9	4037.04	
		CB10-CB11	2359.50	1218.75	CB10	5077.04	
		CB11-CB12	1449.50	892.00	CB11	3170.37	
			CB11-CB12	1449.50	892.00	CB12	3512.88
	C	Planta baja	CC8-CC9	2359.50	2925.00	CC8	8074.08
CC9-CC10			2359.50	2437.50	CC9	8074.08	
CC10-CC11			2359.50	812.50	CC10	12234.08	
CC11-CC12			2359.50	812.50	CC11	6333.60	

	Planta Principal	CC8-CC9	1449.50	1300.00	CC12	7427.28
		CC9-CC10	1449.50	1300.00	CC8	8074.08
		CC10-CC11	2359.50	975.00	CC9	8074.08
		CC11-CC12	2359.50	975.00	CC10	8074.08
					CC11	6347.88
					CC12	6624.24
	2	CC8-CC9	1904.50	2112.50	CC8	8074.08
		CC9-CC10	1904.50	1868.75	CC9	8074.08
		CC10-CC11	2359.50	893.75	CC10	10154.08
		CC11-CC12	2359.50	893.75	CC11	6340.74
					CC12	7025.76
	6	CC8-CC9	1904.50	2112.50	CC8	4037.04
		CC9-CC10	1904.50	1868.75	CC9	4037.04
		CC10-CC11	2359.50	893.75	CC10	5077.04
		CC11-CC12	2359.50	893.75	CC11	3170.37
					CC12	3512.88
D	Planta baja	CD8-CD9	2541.00	812.50	CD8	8074.08
		CD9-CD10	2541.00	812.50	CD9	8074.08
		CD10-CD11	2541.00	812.50	CD10	8074.08
		CD11-CD12	2541.00	812.50	CD11	8074.08
					CD12	8074.08
	Planta Principal	CD8-CD9	2359.50	1787.50	CD8	8074.08
		CD9-CD10	2359.50	812.50	CD9	8074.08
		CD10-CD11	2359.50	2275.00	CD10	8074.08
		CD11-CD12	2359.50	975.00	CD11	8074.08
					CD12	8074.08
	2	CD8-CD9	2450.25	1300.00	CD8	8074.08
		CD9-CD10	2450.25	812.50	CD9	8074.08
		CD10-CD11	2450.25	1543.75	CD10	8074.08
		CD11-CD12	2450.25	893.75	CD11	8074.08
					CD12	8074.08
	6	CD8-CD9	2450.25	1300.00	CD8	4037.04
	CD9-CD10	2450.25	812.50	CD9	4037.04	
	CD10-CD11	2450.25	1543.75	CD10	4037.04	
	CD11-CD12	2450.25	893.75	CD11	4037.04	
				CD12	4037.04	
E	Planta baja	CE8-CE9	2359.50	2112.50	CE8	8074.08
		CE9-CE10	2359.50	812.50	CE9	8074.08
		CE10-CE11	2359.50	2112.50	CE10	8074.08
		CE11-CE12	2359.50	812.50	CE11	13184.08
					CE12	6562.08
	Planta Principal	CE8-CE9	2359.50	975.00	CE8	8074.08
		CE9-CE10	2359.50	3087.50	CE9	8074.08
		CE10-CE11	2359.50	2600.00	CE10	8074.08
		CE11-CE12	2359.50	812.50	CE11	30411.36
					CE12	6562.08
	CE8-CE9	2359.50	1543.75	CE8	8074.08	

	2	CE9-CE10 CE10-CE11 CE11-CE12	2359.50 2359.50 2359.50	1950.00 2356.25 812.50	CE9 CE10 CE11 CE12	8074.08 8074.08 21797.72 6562.08	
	6	CE8-CE9 CE9-CE10 CE10-CE11 CE11-CE12	2359.50 2359.50 2359.50 2359.50	1543.75 1950.00 2356.25 812.50	CE8 CE9 CE10 CE11 CE12	4037.04 4037.04 4037.04 10898.86 3281.04	
F	Planta baja	CF8-CF9	2359.50	812.50	CF8	6436.08	
		CF9-CF10	0.00	0.00	CF9	6436.08	
		CF10-CF11	2359.50	812.50	CF10	6436.08	
		CF11-CF12	0.00	0.00	CF11	13184.08	
	Planta Principal	CF8-CF9	2359.50	975.00	CF8	6436.08	
		CF9-CF10	2359.50	1787.50	CF9	6436.08	
		CF10-CF11	2359.50	975.00	CF10	6436.08	
		CF11-CF12	0.00	0.00	CF11	30411.36	
	2	CF8-CF9	2359.50	893.75	CF8	6436.08	
		CF9-CF10	1179.75	893.75	CF9	6436.08	
		CF10-CF11	2359.50	893.75	CF10	6436.08	
		CF11-CF12	0.00	0.00	CF11	21797.72	
	6	CF8-CF9	2359.50	893.75	CF8	6562.08	
		CF9-CF10	1179.75	893.75	CF9	6436.08	
		CF10-CF11	2359.50	893.75	CF10	6436.08	
		CF11-CF12	0.00	0.00	CF11	21797.72	
	8	Planta baja	CA8-CB8	4112.64	0.00	CA8	6814.08
			CB8-CC8	5896.64	2000.00	CB8	6814.08
			CC8-CD8	0.00	0.00	CC8	6814.08
			CD8-CE8	2904.00	3600.00	CD8	6814.08
Planta Principal		CE8-CF8	0.00	0.00	CE8	6814.08	
		CF8			CF8	6814.08	
		CA8-CB8	571.20	0.00	CA8	6814.08	
		CB8-CC8	3475.20	3600.00	CB8	6814.08	
2		CC8-CD8	0.00	0.00	CC8	6814.08	
		CD8-CE8	2904.00	2200.00	CD8	6814.08	
		CE8-CF8	0.00	0.00	CE8	6814.08	
		CF8			CF8	6814.08	
6		CA8-CB8	2341.92	0.00	CA8	6814.08	
		CB8-CC8	4685.92	2800.00	CB8	6814.08	
		CC8-CD8	0.00	0.00	CC8	6814.08	
		CD8-CE8	2904.00	2900.00	CD8	6814.08	
8		CE8-CF8	0.00	0.00	CE8	6814.08	
		CF8			CF8	6814.08	
		CA8-CB8	2341.92	0.00	CA8	6814.08	
		CB8-CC8	4685.92	2800.00	CB8	6814.08	
2	CC8-CD8	0.00	0.00	CC8	6814.08		
	CD8-CE8	2904.00	2900.00	CD8	6814.08		
	CE8-CF8	0.00	0.00	CE8	6814.08		
	CF8			CF8	6814.08		

	6	CA8-CB8	2341.92	0.00	CA8	3407.04
		CB8-CC8	4685.92	2800.00	CB8	3407.04
		CC8-CD8	0.00	0.00	CC8	3407.04
		CD8-CE8	2904.00	2900.00	CD8	3407.04
		CE8-CF8	0.00	0.00	CE8	3407.04
					CF8	3407.04
9	Planta baja	CA9-CB9	1784.00	2000.00	CA9	6814.08
		CB9-CC9	2904.00	1600.00	CB9	6814.08
		CC9-CD9	2904.00	2000.00	CC9	6814.08
		CD9-CE9	2904.00	3600.00	CD9	6814.08
		CE9-CF9	2904.00	1000.00	CE9	6814.08
					CF9	6814.08
	Planta Principal	CA9-CB9	1784.00	1600.00	CA9	6814.08
		CB9-CC9	2904.00	3600.00	CB9	6814.08
		CC9-CD9	2904.00	2600.00	CC9	6814.08
		CD9-CE9	2904.00	2200.00	CD9	6814.08
		CE9-CF9	2904.00	3800.00	CE9	6814.08
					CF9	6814.08
	2	CA9-CB9	1784.00	1800.00	CA9	6814.08
		CB9-CC9	2904.00	2600.00	CB9	6814.08
		CC9-CD9	2904.00	2300.00	CC9	6814.08
		CD9-CE9	2904.00	2900.00	CD9	6814.08
		CE9-CF9	2904.00	2400.00	CE9	6814.08
					CF9	6814.08
	6	CA9-CB9	1784.00	1800.00	CA9	3407.04
		CB9-CC9	2904.00	2600.00	CB9	3407.04
		CC9-CD9	2904.00	2300.00	CC9	3407.04
		CD9-CE9	2904.00	2900.00	CD9	3407.04
		CE9-CF9	2904.00	2400.00	CE9	3407.04
					CF9	3407.04
10	Planta baja	CA10-CB10	1784.00	2000.00	CA10	6814.08
		CB10-CC10	1784.00	2000.00	CB10	6814.08
		CC10-CD10	2904.00	2000.00	CC10	6814.08
		CD10-CE10	2904.00	2600.00	CD10	6814.08
		CE10-CF10	2904.00	1000.00	CE10	6814.08
					CF10	6814.08
	Planta Principal	CA10-CB10	1784.00	1600.00	CA10	6814.08
		CB10-CC10	2904.00	3600.00	CB10	6814.08
		CC10-CD10	2904.00	3200.00	CC10	6814.08
		CD10-CE10	2904.00	4800.00	CD10	6814.08
		CE10-CF10	2904.00	3800.00	CE10	6814.08
					CF10	6814.08
	2	CA10-CB10	1784.00	1800.00	CA10	6814.08
		CB10-CC10	2344.00	2800.00	CB10	6814.08
		CC10-CD10	2904.00	2600.00	CC10	6814.08
		CD10-CE10	2904.00	3700.00	CD10	6814.08
		CE10-CF10	2904.00	2400.00	CE10	6814.08

11	6	CA10-CB10	1784.00	1800.00	CF10	6814.08	
		CB10-CC10	2344.00	2800.00	CA10	3407.04	
		CC10-CD10	2904.00	2600.00	CB10	3407.04	
		CD10-CE10	2904.00	3700.00	CC10	3407.04	
		CE10-CF10	2904.00	2400.00	CD10	3407.04	
					CE10	3407.04	
	Planta Principal	Planta baja	CA11-CB11	579.80	650.00	CF10	3407.04
			CA'11'-CB11'	1722.20	650.00	CA11	6814.08
			CB11-CC11	1784.00	2000.00	CB11	6814.08
			CC11-CD11	2904.00	1000.00	CC11	6814.08
			CD11-CE11	2904.00	2600.00	CD11	6814.08
			CE11-CF11	1452.00	500.00	CE11	6814.08
		2	CA11-CB11	579.80	650.00	CF11	6814.08
			CA'11'-CB11'	1722.20	650.00	CA11	6814.08
			CB11-CC11	0.00	0.00	CB11	6814.08
			CC11-CD11	2904.00	1200.00	CC11	6814.08
			CD11-CE11	2904.00	4800.00	CD11	6814.08
			CE11-CF11	1452.00	600.00	CE11	6814.08
		6	CA11-CB11	579.80	650.00	CF11	6814.08
			CA'11'-CB11'	1722.20	650.00	CA11	6814.08
			CB11-CC11	892.00	1000.00	CB11	6814.08
			CC11-CD11	2904.00	1100.00	CC11	6814.08
			CD11-CE11	2904.00	3700.00	CD11	6814.08
			CE11-CF11	1452.00	550.00	CE11	6814.08
	Planta Principal	Planta baja	CA11-CB11	579.80	650.00	CA11	3407.04
			CA'11'-CB11'	1722.20	650.00	CB11	3407.04
			CB11-CC11	892.00	1000.00	CC11	3407.04
CC11-CD11			2904.00	1100.00	CD11	3407.04	
CD11-CE11			2904.00	3700.00	CE11	3407.04	
CE11-CF11			1452.00	550.00	CF11	3407.04	
2		CA12-CB12	0.00	0.00	CA12	6814.08	
		CB12-CC12	0.00	0.00	CB12	6814.08	
		CC12-CD12	2904.00	1000.00	CC12	6814.08	
		CD12-CE12	2904.00	2600.00	CD12	6814.08	
		CE12-CF12	0.00	0.00	CE12	6814.08	
		CE12"-CF12"	1452.00	1300.00	CF12	6814.08	
		Planta Principal	CA12-CB12	0.00	0.00	CA12	6814.08
			CB12-CC12	1784.00	2000.00	CB12	6814.08
			CC12-CD12	2904.00	1200.00	CC12	6814.08
			CD12-CE12	0.00	0.00	CD12	6814.08
			CE12-CF12	0.00	0.00	CE12	6814.08
			CE12"-CF12"	1452.00	1400.00	CF12	6814.08
2	CA12-CB12	0.00	0.00	CA12	6814.08		
	CB12-CC12	892.00	1000.00	CB12	6814.08		
	CC12-CD12	2904.00	1100.00	CC12	6814.08		
	CD12-CE12	1452.00	1300.00	CD12	6814.08		

		CE12-CF12	0.00	0.00	CE12	6814.08
		CE12"-CF12"	1452.00	1350.00	CF12	6814.08
	6	CA12-CB12	0.00	0.00	CA12	3407.04
		CB12-CC12	892.00	1000.00	CB12	3407.04
		CC12-CD12	2904.00	1100.00	CC12	3407.04
		CD12-CE12	1452.00	1300.00	CD12	3407.04
		CE12-CF12	0.00	0.00	CE12	3407.04
		CE12"-CF12"	1452.00	1350.00	CF12	3407.04

Tabla 1. Resumen de cargas de diseño para marcos longitudinales y transversales

Elemento	R _x	R _y	X (m)	Y (m)	YR _x	XR _y
Marco 8-12 Eje A	185070707,7			32,5	6014798001,7	
Marco 8-12 Eje B	185070707,7			26,0	4811838401,4	

Marco 8-12 Eje C	185070707,7			19,5	3608878801,0	
Marco 8-12 Eje D	185070707,7			13,0	2405919200,7	
Marco 8-12 Eje E	185070707,7			6,5	1202959600,3	
Marco 8-12 Eje F	185070707,7			0,0	0,0	
Marco A-F Eje 8		222084849,3	0,0			0,0
Marco A-F Eje 9		222084849,3	8,0			1776678794,4
Marco A-F Eje 10		222084849,3	16,0			3553357588,7
Marco A-F Eje 11		222084849,3	24,0			5330036383,1
Marco A-F Eje 12		222084849,3	32,0			7106715177,4
Σ	1110424246,5	1110424246,5			18044394005,2	17766787943,6

$$C_{rx} = 16 \text{ m}$$

$$C_{ry} = 16,25 \text{ m}$$

Tabla 2. Centro de rigidez

Elemento	W_i (Ton)	X_i (m)	Y_i (m)	W_i*X_i (T·m)	W_i*Y_i (T·m)
Entrepiso	362,9	15,3	16,3	5561,8	5922,0
CA8	4,8	0,0	32,5	0,0	155,9
CA9	4,8	8,0	32,5	38,4	155,9

CA10	4,8	16,0	32,5	76,8	155,9
CA11	4,8	24,0	32,5	115,2	155,9
CA12	4,8	32,0	32,5	153,5	155,9
CB8	4,8	0,0	26,0	0,0	124,8
CB9	4,8	8,0	26,0	38,4	124,8
CB10	4,8	16,0	26,0	76,8	124,8
CB11	4,8	24,0	26,0	115,2	124,8
CB12	4,8	32,0	26,0	153,5	124,8
CC8	4,8	0,0	19,5	0,0	93,6
CC9	4,8	8,0	19,5	38,4	93,6
CC10	4,8	16,0	19,5	76,8	93,6
CC11	4,8	24,0	19,5	115,2	93,6
CC12	4,8	32,0	19,5	153,5	93,6
CD8	4,8	0,0	13,0	0,0	62,4
CD9	4,8	8,0	13,0	38,4	62,4
CD10	4,8	16,0	13,0	76,8	62,4
CD11	4,8	24,0	13,0	115,2	62,4
CD12	4,8	32,0	13,0	153,5	62,4
CE8	4,8	0,0	6,5	0,0	31,2
CE9	4,8	8,0	6,5	38,4	31,2
CE10	4,8	16,0	6,5	76,8	31,2
CE11	4,8	24,0	6,5	115,2	31,2
CE12	4,8	32,0	6,5	153,5	31,2
CF8	4,8	0,0	0,0	0,0	0,0
CF9	4,8	8,0	0,0	38,4	0,0
CF10	4,8	16,0	0,0	76,8	0,0
CF11	4,8	24,0	0,0	115,2	0,0
CF12	4,8	32,0	0,0	153,5	0,0
Σ	506,8			7711,4	8261,1

$$C_{x_{entrepiso}} = 15,2 \text{ m}$$

$$C_{y_{entrepiso}} = 16,3 \text{ m}$$

Tabla 3. Centro de masa del nivel de la planta baja, nivel 2 y nivel 3

Elemento	W _i (Ton)	X _i (m)	Y _i (m)	W _i *X _i (T·m)	W _i *Y _i (T·m)
Entrepiso	343,9	14,6	16,0	5028,9	5489,0
CA8	4,8	0,0	32,5	0,0	155,9

CA9	4,8	8,0	32,5	38,4	155,9
CA10	4,8	16,0	32,5	76,8	155,9
CA11	4,8	24,0	32,5	115,2	155,9
CA12	4,8	32,0	32,5	153,5	155,9
CB8	4,8	0,0	26,0	0,0	124,8
CB9	4,8	8,0	26,0	38,4	124,8
CB10	4,8	16,0	26,0	76,8	124,8
CB11	4,8	24,0	26,0	115,2	124,8
CB12	4,8	32,0	26,0	153,5	124,8
CC8	4,8	0,0	19,5	0,0	93,6
CC9	4,8	8,0	19,5	38,4	93,6
CC10	4,8	16,0	19,5	76,8	93,6
CC11	4,8	24,0	19,5	115,2	93,6
CC12	4,8	32,0	19,5	153,5	93,6
CD8	4,8	0,0	13,0	0,0	62,4
CD9	4,8	8,0	13,0	38,4	62,4
CD10	4,8	16,0	13,0	76,8	62,4
CD11	4,8	24,0	13,0	115,2	62,4
CD12	4,8	32,0	13,0	153,5	62,4
CE8	4,8	0,0	6,5	0,0	31,2
CE9	4,8	8,0	6,5	38,4	31,2
CE10	4,8	16,0	6,5	76,8	31,2
CE11	4,8	24,0	6,5	115,2	31,2
CE12	4,8	32,0	6,5	153,5	31,2
CF8	4,8	0,0	0,0	0,0	0,0
CF9	4,8	8,0	0,0	38,4	0,0
CF10	4,8	16,0	0,0	76,8	0,0
CF11	4,8	24,0	0,0	115,2	0,0
CF12	4,8	32,0	0,0	153,5	0,0
Σ	487,8			7178,5	7828,1

$$C_{x_{entrepiso}} = 14,7 \text{ m}$$

$$C_{y_{entrepiso}} = 16,0 \text{ m}$$

Tabla 4. Centro de masa del nivel de la planta principal

Elemento	W _i (Ton)	X _i (m)	Y _i (m)	W _i *X _i (T·m)	W _i *Y _i (T·m)
Entrepiso	362,9	15,3	16,3	5561,8	5922,0
CA8	2,4	0,0	32,5	0,0	79,6

CA9	2,4	8,0	32,5	19,6	79,6
CA10	2,4	16,0	32,5	39,2	79,6
CA11	2,4	24,0	32,5	58,8	79,6
CA12	2,4	32,0	32,5	78,3	79,6
CB8	2,4	0,0	26,0	0,0	63,6
CB9	2,4	8,0	26,0	19,6	63,6
CB10	2,4	16,0	26,0	39,2	63,6
CB11	2,4	24,0	26,0	58,8	63,6
CB12	2,4	32,0	26,0	78,3	63,6
CC8	2,4	0,0	19,5	0,0	47,7
CC9	2,4	8,0	19,5	19,6	47,7
CC10	2,4	16,0	19,5	39,2	47,7
CC11	2,4	24,0	19,5	58,8	47,7
CC12	2,4	32,0	19,5	78,3	47,7
CD8	2,4	0,0	13,0	0,0	31,8
CD9	2,4	8,0	13,0	19,6	31,8
CD10	2,4	16,0	13,0	39,2	31,8
CD11	2,4	24,0	13,0	58,8	31,8
CD12	2,4	32,0	13,0	78,3	31,8
CE8	2,4	0,0	6,5	0,0	15,9
CE9	2,4	8,0	6,5	19,6	15,9
CE10	2,4	16,0	6,5	39,2	15,9
CE11	2,4	24,0	6,5	58,8	15,9
CE12	2,4	32,0	6,5	78,3	15,9
CF8	2,4	0,0	0,0	0,0	0,0
CF9	2,4	8,0	0,0	19,6	0,0
CF10	2,4	16,0	0,0	39,2	0,0
CF11	2,4	24,0	0,0	58,8	0,0
CF12	2,4	32,0	0,0	78,3	0,0
Σ	436,3			6658,5	7115,4

$$C_{x\text{entrepiso}} = 15,3 \text{ m}$$

$$C_{y\text{entrepiso}} = 16,3 \text{ m}$$

Tabla 5. Centro de masa del nivel 4 y nivel 5

Elemento	W _i (Ton)	X _i (m)	Y _i (m)	W _i *X _i (T·m)	W _i *Y _i (T·m)
Entrepiso	372,4	15,7	16,0	5847,3	5952,9
CA8	2,4	0,0	32,5	0,0	79,6

CA9	2,4	8,0	32,5	19,6	79,6
CA10	2,4	16,0	32,5	39,2	79,6
CA11	2,4	24,0	32,5	58,8	79,6
CA12	2,4	32,0	32,5	78,3	79,6
CB8	2,4	0,0	26,0	0,0	63,6
CB9	2,4	8,0	26,0	19,6	63,6
CB10	2,4	16,0	26,0	39,2	63,6
CB11	2,4	24,0	26,0	58,8	63,6
CB12	2,4	32,0	26,0	78,3	63,6
CC8	2,4	0,0	19,5	0,0	47,7
CC9	2,4	8,0	19,5	19,6	47,7
CC10	2,4	16,0	19,5	39,2	47,7
CC11	2,4	24,0	19,5	58,8	47,7
CC12	2,4	32,0	19,5	78,3	47,7
CD8	2,4	0,0	13,0	0,0	31,8
CD9	2,4	8,0	13,0	19,6	31,8
CD10	2,4	16,0	13,0	39,2	31,8
CD11	2,4	24,0	13,0	58,8	31,8
CD12	2,4	32,0	13,0	78,3	31,8
CE8	2,4	0,0	6,5	0,0	15,9
CE9	2,4	8,0	6,5	19,6	15,9
CE10	2,4	16,0	6,5	39,2	15,9
CE11	2,4	24,0	6,5	58,8	15,9
CE12	2,4	32,0	6,5	78,3	15,9
CF8	2,4	0,0	0,0	0,0	0,0
CF9	2,4	8,0	0,0	19,6	0,0
CF10	2,4	16,0	0,0	39,2	0,0
CF11	2,4	24,0	0,0	58,8	0,0
CF12	2,4	32,0	0,0	78,3	0,0
Σ	445,8			6944,0	7146,3

$$C_{xentrepiso} = 15,6 \text{ m}$$

$$C_{yentrepiso} = 16,0 \text{ m}$$

Tabla 6. Centro de masa del nivel 6

$C_{rx} =$	16,00	m
$C_{ry} =$	16,25	m
$C_{xentrepiso} =$	15,21	m

$C_{yentrepiso} =$	16,30	m
$e_x =$	0,79	m
$e_y =$	0,05	m

Tabla 7. Excentricidad del nivel de la planta baja, nivel 2 y nivel 3

$C_{rx} =$	16,00	m
$C_{ry} =$	16,25	m
$C_{xentrepiso} =$	14,72	m
$C_{yentrepiso} =$	16,05	m
$e_x =$	1,28	m
$e_y =$	0,20	m

Tabla 8. Excentricidad del nivel de la planta principal

$C_{rx} =$	16,00	m
$C_{ry} =$	16,25	m
$C_{xentrepiso} =$	15,26	m
$C_{yentrepiso} =$	16,31	m
$e_x =$	0,74	m
$e_y =$	0,06	m

Tabla 9. Excentricidad del nivel 4 y 5

$C_{rx} =$	16,00	m
$C_{ry} =$	16,25	m
$C_{xentrepiso} =$	15,57	m
$C_{yentrepiso} =$	16,03	m
$e_x =$	0,43	m
$e_y =$	0,22	m

Tabla 10. Excentricidad del nivel 6

Regularidad en planta:

$$e_{xi} / D_{xi} \leq 0,05$$

$$e_{yi} / D_{yi} \leq 0,05$$

Para el nivel planta baja

$$e_{x0} / D_{x0} = 0,04 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

$$e_{y0} / D_{y0} = 0,01 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

Para el nivel planta principal

$$e_{x1} / D_{x1} = 0,02 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

$$e_{y1} / D_{y1} = 0,002 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

Para el Cuarto nivel

$$e_{x4} / D_{x4} = 0,02 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

$$e_{y4} / D_{y4} = 0,002 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

Para el Sexto nivel

$$e_{x6} / D_{x6} = 0,01 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

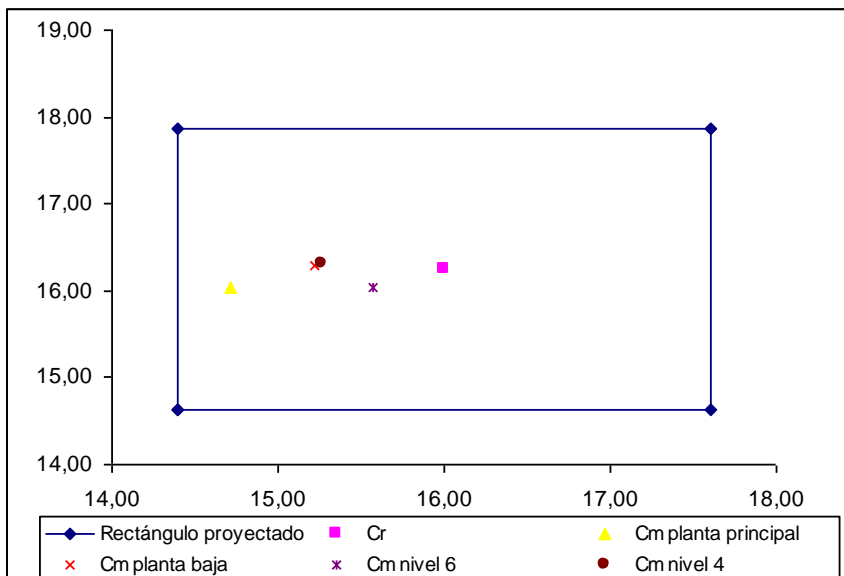
$$e_{y6} / D_{y6} = 0,01 < 0,05 \longrightarrow \text{Regular}$$

Regularidad en altura:

Dimensiones del rectángulo proyectado:

$$0,1D_x = 3,20 \text{ m}$$

$$0,1D_y = 3,25 \text{ M}$$



Por lo tanto, la estructura es regular en planta y altura

Ilustración 5. Rectángulo proyectado y valores del centro de masa

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2,248462	73,941	0,052	0	73,941	0,052	0	0,0689	97,0627	1,8978	0,0689	97,0627	1,8978
2	2,052094	0,2912	72,1663	0	74,2323	72,2184	0	94,2086	0,3767	3,872	94,2775	97,4393	5,7697
3	1,920915	1,6657	4,1325	0	75,898	76,3509	0	5,3336	2,1305	70,1519	99,6112	99,5698	75,9216
4	0,721843	11,1877	0,0147	0	87,0857	76,3656	0	0	0,0001	0,3319	99,6112	99,5699	76,2536
5	0,674717	0,0659	10,9597	0	87,1516	87,3253	0	0,0003	0	0,589	99,6115	99,5699	76,8425
6	0,635284	0,316	0,6278	0	87,4676	87,9531	0	0,0001	0	10,8213	99,6116	99,5699	87,6638
7	0,383587	4,7908	0,0089	0	92,2584	87,962	0	0,0006	0,3399	0,1664	99,6123	99,9098	87,8302
8	0,362213	0,0336	4,413	0	92,2919	92,3751	0	0,3012	0,0024	0,2141	99,9134	99,9122	88,0442
9	0,340357	0,1388	0,2271	0	92,4307	92,6022	0	0,015	0,01	4,4116	99,9285	99,9222	92,4558
10	0,248447	3,0227	0,016	0	95,4535	92,6182	0	0	0,0089	0,2061	99,9285	99,9311	92,6619
11	0,238681	0,0364	3,0409	0	95,4899	95,6591	0	0,0049	0,0001	0,0872	99,9334	99,9312	92,7491
12	0,223409	0,1125	0,1095	0	95,6024	95,7686	0	0,0002	0,0002	2,9492	99,9335	99,9314	95,6983
13	0,179651	1,2689	0,0326	0	96,8713	95,8012	0	0,0007	0,0276	0,1451	99,9342	99,9591	95,8434
14	0,175484	0,0525	1,2335	0	96,9238	97,0347	0	0,0271	0,0012	0,0146	99,9614	99,9602	95,8579
15	0,162885	0,0859	0,0299	0	97,0097	97,0646	0	0,0007	0,002	1,2092	99,9621	99,9622	97,0671
16	0,132969	1,7944	0,065	0	98,8041	97,1296	0	0,001	0,0265	0,2448	99,9631	99,9888	97,3119

Tabla 11. Resumen de participación de masas y modos correspondientes al análisis dinámico, fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

Nivel	Diafragma	Masa X	Masa Y	XCM	YCM	CumMasaX	CumMasaY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey	Dx	Dy	ex/dx	ey/dy
Planta Baja	D1	160248,6	160248,6	15,665	17,435	160248,6034	160248,6034	15,665	17,435	16,046	16,258	0,381	1,177	32	32,5	1,19%	3,62%
Planta Principal	D2	151132	151132	15,799	16,44	151131,9551	151131,9551	15,799	16,44	16,047	16,27	0,248	0,17	32	32,5	0,78%	0,52%
Nivel 2	D3	155206,3	155206,3	15,658	17,02	155206,272	155206,272	15,658	17,02	16,041	16,276	0,383	0,744	32	32,5	1,20%	2,29%
Nivel 3	D4	148017,5	148017,5	15,641	17,058	148017,4964	148017,4964	15,641	17,058	16,076	16,282	0,435	0,776	32	32,5	1,36%	2,39%
Nivel 4	D5	141836	141836	15,625	17,093	141835,9716	141835,9716	15,625	17,093	16,097	16,281	0,472	0,812	32	32,5	1,48%	2,50%
Nivel 5	D6	141836	141836	15,625	17,093	141835,9716	141835,9716	15,625	17,093	16,109	16,284	0,484	0,809	32	32,5	1,51%	2,49%
Nivel 6	D7	134347,7	134347,7	15,604	17,14	134347,6636	134347,6636	15,604	17,14	16,117	16,29	0,513	0,85	32	32,5	1,60%	2,62%

Tabla 12. Centro de masa y rigidez de la estructura, fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

Masa en kg
Dimensiones en metros

Nivel	Item	Carga	Punto	X	Y	Z	DerivaX	DerivaY	$\delta_i X$	$\delta_i Y$	$\Delta_i X$	$\Delta_i Y$	$\Delta_i/H_i X$	$\Delta_i/H_i Y$
NIVEL 6	Max Deriva X	DEAD	38	28,8	0	28,56	0,000009		0,0000756		0,0000084		0,00021%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	DEAD	519	32	30,87	28,56		0,000011		0,0000924		0,0000084		0,00021%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO1	38	28,8	0	28,56	0,00002		0,000168		0,0000336		0,00082%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO1	510	0	26	28,56		0,000102		0,0008568		0,0000588		0,00144%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO2	38	28,8	0	28,56	0,000031		0,0002604		0,0000756		0,00185%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO2	510	0	26	28,56		0,000107		0,0008988		0,0000756		0,00185%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO3D1	521	26,08	32,5	28,56	0,001829		0,0153636		0,0062328		0,15276%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO3D1	510	0	26	28,56		0,000647		0,0054348		0,0019908		0,04879%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO3D2	521	26,08	32,5	28,56	0,000589		0,0049476		0,0020580		0,05044%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO3D2	510	0	26	28,56		0,001653		0,0138852		0,0057876		0,14185%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO4D1	521	26,08	32,5	28,56	0,001829		0,0153636		0,0062328		0,15276%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO4D1	510	0	26	28,56		0,000647		0,0054348		0,0019908		0,04879%

NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO4D2	521	26,08	32,5	28,56	0,000589		0,0049476		0,0020580		0,05044%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO4D2	510	0	26	28,56		0,001653		0,0138852		0,0057876		0,14185%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO5D1	521	26,08	32,5	28,56	0,001829		0,0153636		0,0062076		0,15215%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO5D1	510	0	26	28,56		0,000634		0,0053256		0,0019992		0,04900%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO5D2	521	26,08	32,5	28,56	0,00059		0,004956		0,0020244		0,04962%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO5D2	510	0	26	28,56		0,00164		0,013776		0,0057960		0,14206%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO6D1	521	26,08	32,5	28,56	0,001829		0,0153636		0,0062076		0,15215%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO6D1	510	0	26	28,56		0,000634		0,0053256		0,0019992		0,04900%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMBO6D2	521	26,08	32,5	28,56	0,00059		0,004956		0,0020244		0,04962%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMBO6D2	510	0	26	28,56		0,00164		0,013776		0,0057960		0,14206%
NIVEL 6	Max Deriva X	COMB1	521	26,08	32,5	28,56	0,000589		0,0049476		0,0020580		0,05044%	
NIVEL 6	Max Deriva Y	COMB1	510	0	26	28,56		0,001653		0,0138852		0,0057876		0,14185%
NIVEL 5	Max Deriva X	DEAD	521	26,08	32,5	24,48	0,00001		0,000084		0,0000000		0,00000%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	DEAD	519	32	30,87	24,48		0,00001		0,000084		0,0000000		0,00000%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO1	38	28,8	0	24,48	0,000024		0,0002016		0,0000084		0,00021%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO1	477	0	32,5	24,48		0,000095		0,000798		0,0000924		0,00226%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO2	38	28,8	0	24,48	0,00004		0,000336		0,0000336		0,00082%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO2	477	0	32,5	24,48		0,000098		0,0008232		0,0000840		0,00206%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO3D1	521	26,08	32,5	24,48	0,002571		0,0215964		0,0051156		0,12538%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO3D1	500	0	13	24,48		0,000884		0,0074256		0,0015120		0,03706%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO3D2	521	26,08	32,5	24,48	0,000834		0,0070056		0,0016968		0,04159%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO3D2	510	0	26	24,48		0,002342		0,0196728		0,0044016		0,10788%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO4D1	521	26,08	32,5	24,48	0,002571		0,0215964		0,0051156		0,12538%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO4D1	500	0	13	24,48		0,000884		0,0074256		0,0015120		0,03706%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO4D2	521	26,08	32,5	24,48	0,000834		0,0070056		0,0016968		0,04159%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO4D2	510	0	26	24,48		0,002342		0,0196728		0,0044016		0,10788%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO5D1	521	26,08	32,5	24,48	0,002568		0,0215712		0,0051072		0,12518%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO5D1	500	0	13	24,48		0,000872		0,0073248		0,0015204		0,03726%

NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO5D2	521	26,08	32,5	24,48	0,000831		0,0069804		0,0016884		0,04138%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO5D2	510	0	26	24,48		0,00233		0,019572		0,0044100		0,10809%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO6D1	521	26,08	32,5	24,48	0,002568		0,0215712		0,0051072		0,12518%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO6D1	500	0	13	24,48		0,000872		0,0073248		0,0015204		0,03726%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMBO6D2	521	26,08	32,5	24,48	0,000831		0,0069804		0,0016884		0,04138%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMBO6D2	510	0	26	24,48		0,00233		0,019572		0,0044100		0,10809%
NIVEL 5	Max Deriva X	COMB1	521	26,08	32,5	24,48	0,000834		0,0070056		0,0016968		0,04159%	
NIVEL 5	Max Deriva Y	COMB1	510	0	26	24,48		0,002342		0,0196728		0,0044016		0,10788%
NIVEL 4	Max Deriva X	DEAD	521	26,08	32,5	20,4	0,00001		0,000084		0,0000000		0,00000%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	DEAD	519	32	30,87	20,4		0,00001		0,000084		0,0000000		0,00000%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO1	38	28,8	0	20,4	0,000025		0,00021		0,0000084		0,00021%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO1	510	0	26	20,4		0,000084		0,0007056		0,0001092		0,00268%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO2	38	28,8	0	20,4	0,000044		0,0003696		0,0000336		0,00082%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO2	510	0	26	20,4		0,000088		0,0007392		0,0001092		0,00268%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO3D1	521	26,08	32,5	20,4	0,00318		0,026712		0,0022512		0,05518%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO3D1	510	0	26	20,4		0,001064		0,0089376		0,0010584		0,02594%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO3D2	521	26,08	32,5	20,4	0,001036		0,0087024		0,0007392		0,01812%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO3D2	510	0	26	20,4		0,002866		0,0240744		0,0028056		0,06876%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO4D1	521	26,08	32,5	20,4	0,00318		0,026712		0,0022512		0,05518%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO4D1	510	0	26	20,4		0,001064		0,0089376		0,0010584		0,02594%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO4D2	521	26,08	32,5	20,4	0,001036		0,0087024		0,0007392		0,01812%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO4D2	510	0	26	20,4		0,002866		0,0240744		0,0028056		0,06876%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO5D1	521	26,08	32,5	20,4	0,003176		0,0266784		0,0022512		0,05518%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO5D1	510	0	26	20,4		0,001053		0,0088452		0,0010500		0,02574%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO5D2	521	26,08	32,5	20,4	0,001032		0,0086688		0,0007392		0,01812%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO5D2	510	0	26	20,4		0,002855		0,023982		0,0027972		0,06856%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO6D1	521	26,08	32,5	20,4	0,003176		0,0266784		0,0022512		0,05518%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO6D1	510	0	26	20,4		0,001053		0,0088452		0,0010500		0,02574%

NIVEL 4	Max Deriva X	COMBO6D2	521	26,08	32,5	20,4	0,001032		0,0086688		0,0007392		0,01812%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMBO6D2	510	0	26	20,4		0,002855		0,023982		0,0027972		0,06856%
NIVEL 4	Max Deriva X	COMB1	521	26,08	32,5	20,4	0,001036		0,0087024	0	0,0007392		0,01812%	
NIVEL 4	Max Deriva Y	COMB1	510	0	26	20,4		0,002866		0,0240744		0,0028056		0,06876%
NIVEL 3	Max Deriva X	DEAD	521	26,08	32,5	16,32	0,00001		0,000084		0,0000000		0,00000%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	DEAD	519	32	30,87	16,32		0,00001		0,000084		0,0000000		0,00000%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO1	38	28,8	0	16,32	0,000026		0,0002184		0,0000084		0,00021%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO1	510	0	26	16,32		0,000071		0,0005964		0,0000756		0,00185%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO2	38	28,8	0	16,32	0,000048		0,0004032		0,0000084		0,00021%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO2	510	0	26	16,32		0,000075		0,00063		0,0000588		0,00144%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO3D1	521	26,08	32,5	16,32	0,002912		0,0244608		0,0009996		0,02450%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO3D1	510	0	26	16,32		0,000938		0,0078792		0,0003444		0,00844%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO3D2	521	26,08	32,5	16,32	0,000948		0,0079632		0,0003528		0,00865%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO3D2	510	0	26	16,32		0,002532		0,0212688		0,0011760		0,02882%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO4D1	521	26,08	32,5	16,32	0,002912		0,0244608		0,0009996		0,02450%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO4D1	510	0	26	16,32		0,000938		0,0078792		0,0003444		0,00844%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO4D2	521	26,08	32,5	16,32	0,000948		0,0079632		0,0003528		0,00865%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO4D2	510	0	26	16,32		0,002532		0,0212688		0,0011760		0,02882%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO5D1	521	26,08	32,5	16,32	0,002908		0,0244272		0,0009912		0,02429%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO5D1	510	0	26	16,32		0,000928		0,0077952		0,0003528		0,00865%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO5D2	521	26,08	32,5	16,32	0,000944		0,0079296		0,0003444		0,00844%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO5D2	510	0	26	16,32		0,002522		0,0211848		0,0011760		0,02882%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO6D1	521	26,08	32,5	16,32	0,002908		0,0244272		0,0009912		0,02429%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO6D1	510	0	26	16,32		0,000928		0,0077952		0,0003528		0,00865%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMBO6D2	521	26,08	32,5	16,32	0,000944		0,0079296		0,0003444		0,00844%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMBO6D2	510	0	26	16,32		0,002522		0,0211848		0,0011760		0,02882%
NIVEL 3	Max Deriva X	COMB1	521	26,08	32,5	16,32	0,000948		0,0079632		0,0003528		0,00865%	
NIVEL 3	Max Deriva Y	COMB1	510	0	26	16,32		0,002532		0,0212688		0,0011760		0,02882%

NIVEL 2	Max Deriva X	DEAD	521	26,08	32,5	12,24	0,00001		0,000084		0,0000168		0,00041%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	DEAD	519	32	30,87	12,24		0,00001		0,000084		0,0000168		0,00041%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO1	38	28,8	0	12,24	0,000025		0,00021		0,0000336		0,00082%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO1	510	0	26	12,24		0,000062		0,0005208		0,0001344		0,00329%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO2	38	28,8	0	12,24	0,000047		0,0003948		0,0000672		0,00165%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO2	1	0	0	12,24		0,000068		0,0005712		0,0001344		0,00329%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO3D1	521	26,08	32,5	12,24	0,003031		0,0254604		0,0018648		0,04571%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO3D1	510	0	26	12,24		0,000979		0,0082236		0,0005376		0,01318%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO3D2	521	26,08	32,5	12,24	0,00099		0,008316		0,0005796		0,01421%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO3D2	510	0	26	12,24		0,002672		0,0224448		0,0012768		0,03129%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO4D1	521	26,08	32,5	12,24	0,003031		0,0254604		0,0018648		0,04571%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO4D1	505	0	19,5	12,24		0,000979		0,0082236		0,0005376		0,01318%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO4D2	521	26,08	32,5	12,24	0,00099		0,008316		0,0005796		0,01421%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO4D2	510	0	26	12,24		0,002672		0,0224448		0,0012768		0,03129%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO5D1	521	26,08	32,5	12,24	0,003026		0,0254184		0,0018732		0,04591%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO5D1	505	0	19,5	12,24		0,00097		0,008148		0,0005208		0,01276%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO5D2	521	26,08	32,5	12,24	0,000985		0,008274		0,0005880		0,01441%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO5D2	510	0	26	12,24		0,002662		0,0223608		0,0012600		0,03088%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO6D1	521	26,08	32,5	12,24	0,003026		0,0254184		0,0018732		0,04591%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO6D1	505	0	19,5	12,24		0,00097		0,008148		0,0005208		0,01276%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMBO6D2	521	26,08	32,5	12,24	0,000985		0,008274		0,0005880		0,01441%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMBO6D2	510	0	26	12,24		0,002662		0,0223608		0,0012600		0,03088%
NIVEL 2	Max Deriva X	COMB1	521	26,08	32,5	12,24	0,00099		0,008316		0,0005796		0,01421%	
NIVEL 2	Max Deriva Y	COMB1	510	0	26	12,24		0,002672		0,0224448		0,0012768		0,03129%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	DEAD	521	26,08	32,5	8,16	0,000008		0,0000672		0,0000420		0,00103%	
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	DEAD	519	32	30,87	8,16		0,000008		0,0000672		0,0000336		0,00082%
PLANTA	Max Deriva X	COMBO1	521	26,08	32,5	8,16	0,000021		0,0001764		0,0001008		0,00247%	

PRINCIPAL													
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO1	510	0	26	8,16		0,000046		0,0003864		0,0002352	0,00576%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO2	38	28,8	0	8,16	0,000039		0,0003276		0,0001932		0,00474%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO2	505	0	19,5	8,16		0,000052		0,0004368		0,0002688	0,00659%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO3D1	521	26,08	32,5	8,16	0,002809		0,0235956		0,0111216		0,27259%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO3D1	488	0	6,5	8,16		0,000915		0,007686		0,0035616	0,08729%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO3D2	521	26,08	32,5	8,16	0,000921		0,0077364		0,0036456		0,08935%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO3D2	510	0	26	8,16		0,00252		0,021168		0,0097272	0,23841%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO4D1	521	26,08	32,5	8,16	0,002809		0,0235956		0,0111216		0,27259%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO4D1	488	0	6,5	8,16		0,000915		0,007686		0,0035616	0,08729%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO4D2	521	26,08	32,5	8,16	0,000921		0,0077364		0,0036456		0,08935%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO4D2	510	0	26	8,16		0,00252		0,021168		0,0097272	0,23841%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO5D1	521	26,08	32,5	8,16	0,002803		0,0235452		0,0110964		0,27197%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO5D1	488	0	6,5	8,16		0,000908		0,0076272		0,0035280	0,08647%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO5D2	521	26,08	32,5	8,16	0,000915		0,007686		0,0036120		0,08853%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO5D2	510	0	26	8,16		0,002512		0,0211008		0,0096852	0,23738%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO6D1	521	26,08	32,5	8,16	0,002803		0,0235452		0,0110964		0,27197%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMBO6D1	488	0	6,5	8,16		0,000908		0,0076272		0,0035280	0,08647%
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMBO6D2	521	26,08	32,5	8,16	0,000915		0,007686		0,0036120		0,08853%
PLANTA	Max Deriva Y	COMBO6D2	510	0	26	8,16		0,002512		0,0211008		0,0096852	0,23738%

PRINCIPAL														
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva X	COMB1	521	26,08	32,5	8,16	0,000921		0,0077364		0,0036456		0,08935%	
PLANTA PRINCIPAL	Max Deriva Y	COMB1	510	0	26	8,16		0,00252		0,021168		0,0097272		0,23841%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	DEAD	518	32	32,5	4,08	0,000003		0,0000252		0,0000252		0,00062%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	DEAD	518	32	32,5	4,08		0,000004		0,0000336		0,0000336		0,00082%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO1	518	32	32,5	4,08	0,000009		0,0000756		0,0000756		0,00185%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO1	510	0	26	4,08		0,000018		0,0001512		0,0001512		0,00371%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO2	5	32	0	4,08	0,000016		0,0001344		0,0001344		0,00329%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO2	510	0	26	4,08		0,00002		0,000168		0,0001680		0,00412%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO3D1	518	32	32,5	4,08	0,001485		0,012474		0,0124740		0,30574%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO3D1	510	0	26	4,08		0,000491		0,0041244		0,0041244		0,10109%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO3D2	518	32	32,5	4,08	0,000487		0,0040908		0,0040908		0,10026%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO3D2	510	0	26	4,08		0,001362		0,0114408		0,0114408		0,28041%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO4D1	518	32	32,5	4,08	0,001485		0,012474		0,0124740		0,30574%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO4D1	510	0	26	4,08		0,000491		0,0041244		0,0041244		0,10109%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO4D2	518	32	32,5	4,08	0,000487		0,0040908		0,0040908		0,10026%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO4D2	510	0	26	4,08		0,001362		0,0114408		0,0114408		0,28041%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO5D1	518	32	32,5	4,08	0,001482		0,0124488		0,0124488		0,30512%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO5D1	510	0	26	4,08		0,000488		0,0040992		0,0040992		0,10047%
PLANTA	Max Deriva X	COMBO5D2	518	32	32,5	4,08	0,000485		0,004074		0,0040740		0,09985%	

BAJA														
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO5D2	510	0	26	4,08		0,001359		0,0114156		0,0114156		0,27979%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO6D1	518	32	32,5	4,08	0,001482		0,0124488		0,0124488		0,30512%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO6D1	510	0	26	4,08		0,000488		0,0040992		0,0040992		0,10047%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMBO6D2	518	32	32,5	4,08	0,000485		0,004074		0,0040740		0,09985%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMBO6D2	510	0	26	4,08		0,001359		0,0114156		0,0114156		0,27979%
PLANTA BAJA	Max Deriva X	COMB1	518	32	32,5	4,08	0,000487		0,0040908		0,0040908		0,10026%	
PLANTA BAJA	Max Deriva Y	COMB1	510	0	26	4,08		0,001362		0,0114408		0,0114408		0,28041%

Tabla 13. Desplazamientos y deformaciones de la estructura, fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

Limite Superior para desplazamientos relativos dividos por la altura entre niveles Δ_i/H_i , para edificaciones tipo A y sistema estructural tipo marco = 1,00%

Tablas de diseño de estructuras de concreto

Las vigas de sección 30x70 cm y las columnas de sección 50x50 cm y 70x70 cm deben ser construidas usando concreto con resistencia de 280 Kg/cm², varillas de acero Grado 40 ($f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$) y varillas de acero Grado 60 ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$), respectivamente.

Las propiedades del material de las fundaciones son concreto con resistencia de 210 Kg/cm², refuerzo con varillas Grado 60 en ambas direcciones. La sección de la placa aislada cuadrada es 400x100 cm.

Para la viga de amarre se debe usar concreto con resistencia de 210 Kg/cm² y varillas de refuerzo Grado 40. con una sección de 20x40cm.

Tipo de Viga	A _s	A' _s	Aros
V1	6#5, 2#4	2#4	#5@25 cm
V2	8#4	2#4	#3@30 cm
V3	8#5	2#5	#4@20 cm
V4	6#4, 2#5	2#5	#3@30 cm
V5	8#4	2#4	#4@30 cm
V6	8#8	2#4	#3@25 cm
V7	6#4, 2#5	2#5	#5@30 cm
V8	6#4, 2#5	2#5	#4@30 cm
V9	8#4	2#4	#4@25 cm

Tabla 14. Resumen de tipo de vigas

Tipo de Columna	Acero Longitudinal	Aros
C1	12#8	#4@20cm
C2	12#8	#3@30cm
C3	12#8	#4@25cm

Tabla 15. Resumen del tipo de columna, sección 70x70cm

Tipo de Columna	Acero Longitudinal	Aros
C4	10#8	#4@30cm
C5	10#8	#3@30cm
C6	10#8	#3@25cm

Tabla 16. Resumen del tipo de columna, sección 50x50cm

Nota: Es necesario colocar refuerzo especial (Aros #3@10 cm) en una longitud medida desde la cara de la columna de 70 cm.

Varilla #	L (cm) Gancho estándar.	L (cm) Varilla recta T	L (cm) Varilla recta C
3	10	25	35
4	13	33	46
5	17	42	58
6	20	50	70
7	23	58	81
8	27	66	93
9	30	75	105
10	33	83	116
11	37	91	128

Tabla 17. Longitud de desarrollo para $f'_c= 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y= 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Gancho estándar: gancho a 90°

Varilla recta T: varilla sin gancho.

Varilla recta C: varilla sin gancho y colocado sobre la capa superior de concreto que excede 30 cm.

Tipo de fundación	Refuerzo	L_{ar} (cm)	Bastones	L_{ar} dentro de columna.(cm)	L_{ag} dentro de fundación.(cm)
F1	17 # 8 @ 25cm	115	4 # 9 en las esquinas	100	52
F2	16 # 7 @ 25cm	101	4 # 9 en las esquinas	100	52

Tabla 18. Resumen del tipo de fundaciones

Nota: Los bastones deben ser extendidos bajo el nivel del acero principal de la fundación y anclarlos a 90° .

M_u (T·m)	V_u (T)	Dimensión	Varillas A_s	Varillas $A's$	Aros
5.5431	81.63	20x40 cm	8 #4	2# 4	#4@6cm

Tabla 1. Resumen del tipo de viga de amarre

Planos

12 láminas de dibujos fueron creadas, las cuales incluyen:

- Fachada
- Distribución arquitectónica.
- Planta estructural de fundaciones y columnas.
- Planta estructural de entresijos y azotea.

Análisis de resultados

- El edificio es regular en las plantas y la altura (Ilustración 4, capítulo Resultados obtenidos). Estos eran resultados esperados debido a que la geometría de la estructura y sus distribuciones arquitectónicas y de carga en plantas de todos los niveles son similares.
- Al analizar el edificio varias veces y corroborar los datos de la masa del edificio, se determinó que el aumento en el periodo de 2,24 segundos en lugar de 0.7segundos (periodo teórico), se debe al no modelaje de las escaleras como elementos sismo resistente, por lo tanto las vigas colocadas en estos ductos tienen más libertad de movimiento dependiendo de la dirección del sismo.
- Para los 16 modos de oscilación se obtiene el 98.8041% de la masa participativa en el sentido longitudinal y el 97.1296% en el sentido transversal, lo que indica que no es necesario continuar el análisis con mas modos, ya que la participación de la masa de la estructura supera el 95%
- Al comparar los resultados obtenidos, mediante el cálculo manual de los centros de masa y rigidez de la estructura (tablas 2-10, capítulo Resultados obtenidos), contra los resultados derivados del análisis computacional (tabla 10, capítulo Resultados obtenidos); se observa que estos son similares. La diferencia se encuentra en que la exactitud con la que trabajan los programas de análisis estructural es mucho mayor que la utilizada en los métodos manuales. Las asunciones en los procedimientos manuales son mayores que en los computacionales, además, estos son más simplificados.
- Las dimensiones obtenidas para las vigas son 30x70 cm con concreto de resistencia igual a 280 Kg/cm² y refuerzo de 2800 Kg/cm². estos elementos han sido diseñados para las vigas más cargadas por nivel en cada marco. Estos se diseñaron para el máximo momento positivo y para los momentos generados en los extremos se deben colocar bastones de varilla # 3, con una longitud de desarrollo especificada en la Tabla 25, (capítulo Resultados obtenidos). La combinación de carga predominante en la estructura fue la combinación 2.
- El primer intento de sección para el diseño de las columnas fue usar 70x70 cm y de 50x50 cm con un concreto de resistencia de 280 Kg/cm² y varillas de refuerzo de 4200 Kg/cm². Para estos elementos, la cantidad de acero requerido no excedió el 2%, por el contrario, en la mayoría de estos la relación de acero está alrededor del 1%; lo cual corresponde al acero mínimo, debido a que las columnas tienen una gran sección de concreto que soporta la mayoría de los esfuerzos.
- Del mismo modo, los aros propuestos corresponden – en gran parte de los elementos – a la cantidad mínima requerida por el Código Sísmico de Costa Rica. Estas secciones de vigas y columnas son aceptable porque satisfacen los requerimientos estructurales, lo cual puede verse en la ilustración 13, del apéndice B; en donde las demandas estructurales para las columnas del edificio comparadas con la capacidad de las secciones propuestas y sus respectivas configuraciones de acero, son menores.
- Por la razón de que la súper-estructura puede ser considerada masiva (la mayoría de los esfuerzos son soportados por la capacidad del concreto) y por su gran simetría y regularidad geométrica, la carga axial de las fundaciones centrales es bastante mayor que su requerimiento por momento. Es por esto que el ancho de la placa (4 m) tiene un gran valor comparado con la separación de los marcos en ambas direcciones (6.5 y 8 m). las fundaciones perimetrales aunque tienen una reducción en la carga axial y un aumento en

el momento soportado también poseen un ancho de 4m, pero, si sufrieron un aumento de 10cm en su espesor con relación al espesor de las placas centrales, el cual es de 70cm.

- Las placas fueron de igual forma chequeadas con un incremento en la resistencia del

concreto de 280 Kg/cm² (se usaba concreto de 210 Kg/cm²), pero esto no generó un cambio significativo en las dimensiones del elemento, así que la resistencia final por usar es de 210 Kg/cm².

Conclusiones

Durante la realización del diseño del edificio de extensión del Hospital Clínica Bíblica, resultados satisfactorios fueron obtenidos tanto desde el punto de vista del trabajo realizado así como el proceso de aprendizaje.

Asimismo se derivan algunos aspectos que se relacionan con el análisis de la estructura:

- La determinación de las cargas que soporta la estructura es un aspecto crítico en el diseño y este puede impactar directamente en los costos. Debido a esto, el proceso de cálculo de estas cargas debe ser de manera tal que se pueda representar de la manera más adecuada la situación real.
 - La rigidez de los marcos se convierte en un aspecto el cual debe ser calculado con mucha precisión debido a que estos son los encargados de soportar las cargas sísmicas.
 - El uso de software especializado en análisis estructural y diseño es una herramienta poderosa para el diseñador, pero no es en sí mismo la solución a todo el problema. Se debe tener en claro el alcance y las limitaciones de estos programas, de manera que el diseñador alcance los máximos beneficios sin caer en lo que sería el uso de datos erróneos.
 - El diseño de los elementos de diseño reforzado implica un cuidadoso proceso en la tarea de la distribución de acero, de tal manera que el diseño escogido sea el más eficiente desde el punto de vista de la trabajabilidad en el campo así como en el aspecto económico.
 - En el momento de definición de los elementos estructurales no sólo debe tomarse en cuenta los requerimientos que indican los cálculos, ya que también el diseñador debe tener una perspectiva más amplia de manera tal que las estructuras que diseña sean construidas de la manera más práctica y sencilla posible.
- En el caso de Costa Rica, el concreto reforzado es el material estructural dominante en la tecnología de la construcción. La naturaleza universal del concreto reforzado viene de la amplia disponibilidad de las varillas de refuerzo y los elementos constitutivos de este: arena, piedra y cemento, además de la simplicidad relativa de habilidades necesarias para su elaboración comparadas con otras sistemas de construcción.
 - Debido a la necesidad de satisfacer los requisitos funcionales en esta clase de instalaciones, es crucial hacer una investigación adicional para determinar las condiciones del suelo y sus características. Con más información es posible asegurar que los elementos diseñados son convenientes y trabajarán en la mejor manera.

Apéndices

Se cuenta con dos apéndices:

- Apéndice A: Guía del procedimiento de diseño.
- Apéndice B: Muestra de la memoria de cálculo.

Apéndice A: Procedimiento

Generalidades del Modelo Estructural

Esta parte muestra los aspectos generales del edificio.

1. Propósito del edificio.
2. Requerimientos funcionales.
3. Requerimientos espaciales.
4. Modelos estructurales propuestos.

1. Propósito del edificio

El edificio es concebido como la extensión del hospital localizado en San José centro.

2. Requerimientos funcionales

El hospital cuenta con requerimientos de alta tecnología, porque está en la categoría del “edificio inteligente,” con áreas independientes, movilidad de componentes y cableado de fibra óptica. Este también permite una gran integración de los equipos médicos; obteniendo así mayor eficacia y calidad en el proceso en el cuidado de los pacientes.

3. Requerimientos espaciales

1. Laboratorios
2. Salas de hospitalización
3. Salas de cirugía
4. Cuidados intensivos
5. Sala de cuidados coronarios, entre otros

Este edificio constituye una innovación inmobiliaria en el centro de San José.

4. Modelos estructurales propuestos

La escogencia entre una estructura construida de concreto, acero, mampostería o madera, depende de la disponibilidad de los materiales y de las decisiones de naturaleza económica y social.

1. Marcos de concreto reforzado

Descripción de las propiedades del material

El concreto es un material muy resistente a esfuerzos de compresión, pero muy a los esfuerzos en tensión. Consecuentemente, cargas aplicadas, cambios de temperatura o contracción controlada permiten a los esfuerzos en tensión superar su propia resistencia, ocurriendo grietas. El elemento falla abrupta y completamente una vez que la primera grieta aparece. Para evitar este comportamiento es necesario colocar varillas de acero (varillas de refuerzo) dentro del concreto de forma tal que el esfuerzo de tensión requerido alcance el equilibrio de momentos después del agrietamiento.

El concreto reforzado es el más popular de los materiales, debido a sus muy eficientes características a la buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y gran capacidad a ser moldeado. Además a la alta resistencia en tensión y durabilidad del acero para formar un material combinado que reúne muchas de las ventajas de ambos compuestos.

Descripción de fundación general

Se propone una cimentación con base en placas aisladas de concreto interconectadas por medio de una viga de amarre al mismo nivel que la cimentación.

Descripción de ventajas y desventajas en el uso del material

VENTAJAS:

- La importancia del material por su función arquitectónica y estructural: un sistema estructural basado en concreto reforzado permite a menudo que el diseñador combine las características estructurales y arquitectónicas. El concreto tiene la ventaja de ser colocado en condición plástica y darle la forma y la textura deseadas con formaletas y técnicas de acabado. Finalmente, la opción del tamaño y la forma es definida por el diseñador y no impuesta por la disponibilidad de los elementos fabricados.
- Resistencia al fuego: un edificio de concreto tiene una resistencia de fuego de 1 a 3 horas sin la necesidad de un tratamiento especial.
- Rigidez: en el caso de edificios del concreto reforzado, debido a su gran masa y rigidez, las oscilaciones causadas por el viento o la vibración en el sistema de entrepiso ocurren raramente.
- Menor mantenimiento: los elementos del concreto intrínsecamente requieren menos mantenimiento que las estructuras del acero o de madera. Esto es particularmente verdad si este ha sido usado específicamente denso, incluyendo el aire; así las estructuras expuestas a los efectos ambientales deben tener cuidado en el diseño de drenes para que no interfieran con la estructura.
- Disponibilidad de materiales: arena, piedra, cemento y las instalaciones apropiadas para llevar la mezcla de los elementos están extensamente disponibles.

DESVENTAJAS:

- Baja resistencia en tensión: según lo indicado anteriormente, la resistencia en tensión del concreto es mucho más baja que en compresión (aprox. $1/10$), y consecuentemente, el concreto está sujeto a agrietarse.
- Formaleta y puntales: construcción de edificios de concreto reforzado en sitio requiere tres pasos que no son necesarios en la construcción del estructuras de acero o mampostería. Estos son (a) instalación de formaleta, (b) retiro de formaletas y (c) apuntalamiento de la nueva estructura de

concreto para soportar su peso hasta que este alcance la resistencia adecuada. Cada uno de estos pasos requiere mano de obra y materiales innecesarios para los otros métodos de construcción.

- Resistencia por peso unitario o volumen relativamente baja: el esfuerzo en compresión del concreto está alrededor de 8 a 15% del acero, mientras que su densidad es cerca del 30% de la del acero. Como resultado, una estructura de concreto requiere un mayor volumen y más peso que una estructura de acero similar.

2. Marcos de acero estructural

Descripción de las propiedades del material

Como material industrializado y de producción simultánea, las propiedades del acero estructural tienen generalmente poca variabilidad. Otra ventaja del acero es su perfecto comportamiento lineal y elástico hasta el esfuerzo de fluencia, haciendo más fácilmente predecible el comportamiento de las estructuras hechas en este material. La alta ductibilidad del material permite redistribuir la concentración de esfuerzos.

Las cualidades estructurales extraordinarias del acero, y especialmente en su alta resistencia a la tensión, se han explotado estructuralmente en una amplia gama de elementos y componentes, incluyendo el concreto reforzado y la combinación con madera, plásticos, mampostería u otro material. La posibilidad de ser atacado por la corrosión hace al acero requerir protección y mantenimiento en algunas condiciones ambientales severas. El coste y los problemas que resultan de este aspecto son absolutamente importantes a la hora de inclinar el equilibrio hacia el uso del concreto reforzado en algunas estructuras que se deban exponer esas condiciones tales como puentes y ciertos trabajos marítimos, aunque estas podrían ser desarrolladas por una estructura de acero más ligera y con más bajo coste inicial.

Descripción de fundación general

Se proponen placas aisladas para la cimentación que reciban las cargas transmitidas desde las

columnas a través de su respectivo pedestal de concreto reforzado.

Descripción de ventajas y desventajas en el uso del material

VENTAJAS:

- Alta resistencia: alta resistencia del acero por peso unitario permite estructuras más livianas.
- Precisión dimensional: perfiles laminados son manufacturados bajo estándares que permiten gran precisión geométrica en las propiedades de la sección.
- Fácil unión con otros miembros: los perfiles de acero pueden ser fácilmente conectados con otros perfiles por medio de remaches, pernos o soldadura.
- Rápido ensamblaje: la construcción de estructuras de acero es más rápida que con el resto de materiales.

DESVENTAJAS:

- Corrosión: el acero expuesto a erosión por clima sufre corrosión, así este debe ser cubierto con esmalte anticorrosivo excepto los aceros especiales como el acero inoxidable.
- Resistencia al fuego y calor: en el caso del fuego, el calor se propaga rápidamente a través de las estructuras, bajando su resistencia a las temperaturas, donde el acero se comporta de forma plástica. Este debe ser protegido por las capas del aislamiento de calor, los retardadores de fuego, mortero, concreto, etc.
- Mano de obra especializada: la mano de obra utilizada en proyectos que involucran acero estructural tienen mayor grado de cualificación y entrenamiento que la mano de obra que trabaja en estructuras de concreto.

3. Muros de mampostería modular

Descripción de las propiedades del material

La mampostería se define como el conjunto de componentes o unidades ligados entre sí por un material adhesivo. Estas unidades pueden o no ser construidas por los seres humanos.

Los componentes de la mampostería como sistema estructural requieren una apropiada selección y aplicación de procedimientos apropiados para asegurar el comportamiento integral y evitar que la falla de uno de los componentes afecte el funcionamiento general. Los componentes básicos son:

- Unidades de mampostería: comúnmente utilizados los bloques de concreto.
- Mortero: material adhesivo.
- Acero de refuerzo: de la misma manera que ocurre con el concreto reforzado, las varillas de refuerzo dentro de las unidades de mampostería son usados para soportar los esfuerzos en tensión y cortante, además de ayudar al control del agrietamiento por temperatura y absorción de humedad.
- Concreto de relleno: para el concreto vertido en las unidades de mampostería, es necesario asegurarse su buen acomodo dentro de estas y evitar la segregación del agregado grueso.

La mampostería modular utiliza bloques que han sido diseñados de acuerdo con los estándares de la coordinación modular, las cuales buscan la normalización dimensional y posicional de los elementos que compongan la estructura. Sus proporciones permiten que se hagan esquinas o intersecciones en "T", sin tener que cortar los bloques o aumentar el tamaño de la sisa.

Estos productos minimizan el desperdicio y optimizan las características geométricas, estructurales, estéticas, económicas y constructivas en el uso de la mampostería reforzada.

Descripción de fundación general

Se propone repetir la primera y segunda hilada junto con una placa corrida.

Descripción de ventajas y desventajas en el uso del material

VENTAJAS:

- Ejecución rápida y económica: la velocidad de ejecución, la armonía del ensamblaje junto con otros elementos, la terminación de las superficies de la pared implica la eliminación del uso del mortero, disminuyendo el uso de formaleta, que hacen de la mampostería

estructural un proceso más rápido y más barato que los del medio tradicional.

- Menor desperdicio: por su consistencia y Resistencia, los bloques de mampostería tienen menor desperdicio que otros elementos utilizados convencionalmente en la construcción

DESVENTAJAS:

- Sistema subutilizado: en nuestro medio (Costa Rica) hay muy poco conocimiento y utilización de este sistema, aunque la mampostería estructural ha tenido un amplio uso en la construcción en el mundo por varias décadas.
- Mano de obra especializada: por cómo se montan las diversas unidades o bloques con la fundación usando acero de refuerzo, este sistema requiere mano de obra previamente entrenada en la elevación de paredes estructurales.

Análisis del modelo estructural

Este análisis es elaborado con base en los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica (última versión, 2002), en relación con al cálculo de la demanda sísmica que actúa en el edificio.

El modelo estructural elegido es el de marcos de concreto reforzado.

Los aspectos por considerar son:

1. Determinación de las cargas de diseño.
2. Determinación del peso de los elementos.
3. Cálculo del centro de rigidez.
4. Cálculo del centro de masa.
5. Excentricidades y Parámetros de Regularidad.
6. Cálculo del coeficiente sísmico.
7. Desplazamientos.

1. Determinación de las cargas de diseño

El peso unitario de los elementos es usado en unidades de Kg/m^2 . Para las vigas y columnas el peso es representado como la carga distribuida sobre su longitud con unidades de Kg/m .

Se determinan los valores de las cargas muerta y viva y sus valores son tomados de catálogo de proveedores, del Código Sísmico y basados en la experiencia adquirida en otros cursos de estructuras.

2. Determinación del peso de los elementos.

En orden de determinar el peso de los elementos estructurales y no-estructurales, las longitudes o alturas tributarias de cada uno de ellos son multiplicadas por sus respectivos pesos unitarios calculados anteriormente. Estos valores tienen unidades de Kg .

3. Cálculo del centro de rigidez.

La rigidez de un marco en un nivel n (en la dirección x ó y) será la suma de las rigideces de las columnas de dicho marco en dicho nivel. Calcularemos la rigidez de las columnas con esta expresión:

$$R = \frac{12 \cdot E_c \cdot I}{h^3} \quad \text{Ec.1}$$

Donde:

- Ec: módulo de elasticidad del concreto
- I: momento de inercia de la columna (m⁴)
- h: altura de la columna (m)

El centro de rigidez del edificio es deducido para obtener un par ordenado con las siguientes ecuaciones:

$$C_{Rx} = \frac{\sum x \cdot R_y}{\sum R_y} \quad \text{Ec.2}$$

$$C_{Ry} = \frac{\sum y \cdot R_x}{\sum R_x} \quad \text{Ec.3}$$

Donde:

- C_{Rx,y}: Coordenada del centro de rigidez, in x-y (m)
- x, y: distancia entre el marco y el origen del plano xy (m)
- R_{x,y}: Rigidez del marco en la dirección x-y

Es importante revisar la rigidez de la estructura en ambas direcciones (N-S y E-W) y establecer el origen del plano coordinado xy para determinar las distancias relativas de los marcos.

4. Cálculo del centro de masa.

Primero es necesario establecer el centroide del entrepiso y luego calcular el centro de masa, así:

$$Cm_x = \frac{\sum W_i \cdot \bar{x}_i}{\sum W_i} \quad \text{Ec.4}$$

$$Cm_y = \frac{\sum W_i \cdot \bar{y}_i}{\sum W_i} \quad \text{Ec.5}$$

Donde:

- C_{m_{x,y}}: Coordenada del centro de masa, en x-y (m)
- x, y: coordenada del centroide de los elementos, en el plano x-y (m)
- W_i: Peso del elemento i (Ton)

5. Excentricidades y parámetros de regularidad.

Para la excentricidad (e_{x,y}) por cada nivel es usada la siguiente fórmula:

$$e_{x,y} = C_{Rx,y} - C_{mx,y} \quad \text{Ec.6}$$

Comparado el resultado con los valores establecidos en Código Sísmico, la conclusión es que el edificio es regular en planta y altura.

Parámetros para revisar en planta y en altura:

Planta

Si la relación entre la excentricidad e_{x,y} y la mayor dimensión en los ejes x,y (D_{x,y}) es:

$$\frac{e_{x,y}}{D_{x,y}} \leq 0,05 \quad \text{Regular}$$

$$0,05 \leq \frac{e_{x,y}}{D_{x,y}} \leq 0,25 \quad \text{Irregular moderada}$$

$$0,25 \leq \frac{e_{x,y}}{D_{x,y}} \quad \text{Irregular severa}$$

Altura

En el sentido de ser regular en altura, el centro de masa y de rigidez de todos los niveles deben estar confinados en la proyección de un rectángulo con dimensiones iguales a 0,1D_xx0,1D_y.

6. Cálculo del coeficiente sísmico. teórico

Es la relación entre la fuerza cortante en la base producida por un evento sísmico y el total del peso de la estructura, considerando la carga viva reducida.

En relación con el uso y la ubicación del edificio, los valores correspondientes al Código Sísmico (capítulos 2, 4, 5 y 7) son determinados. Con los valores obtenidos, el coeficiente sísmico es calculado como:

$$C_{sis} = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

C_{sis} : coeficiente sísmico

I : factor de importancia del edificio

a_{ef} : aceleración pico-efectiva

SR : factor de sobre-resistencia

FED : factor espectral dinámico

7. Desplazamientos

El desplazamiento inelástico relativo en cualquier nivel comparado con el nivel inferior adyacente no debe exceder los valores con respecto a la altura del piso, de la tabla 7.2. del CSCR02

Estos límites deben ser chequeados en el punto de mayor desplazamiento relativo en cada nivel.

Diseño de estructuras de concreto

Para el diseño de elementos de concreto reforzado se utilizan los métodos de resistencia última.

Las consideraciones y suposiciones de diseño se indican en la memoria de cálculo.

Los lineamientos del ACI-318 son utilizados siempre y cuando no estén en contra de las disposiciones del CSCR02. En los casos en que hubiere diferencia se trabaja con lo estipulado en el CSCR02.

Para el diseño de los elementos sometidos a flexión se realizará sólo el análisis para flexión y cortante. No se tomará en cuenta el efecto de torsión ya en el modelo indica que este efecto no es significativo en la estructura.

1. Diseño de vigas

El análisis por flexión de las vigas se realiza de la siguiente manera:

- Obtener el momento último de diseño dado por el programa de modelaje de estructuras.
- Calcular el valor de β_1 , en este caso, vigas con $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$ el valor es 0.85.
- Calcular el valor de ρ_b usando la siguiente ecuación:

$$\rho_b = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{6300}{6300 + f_y} \quad \text{Ec. 10}$$

- Obtener el valor de la altura del bloque equivalente de esfuerzos mediante:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} \quad \text{Ec. 11}$$

- Con este dato, calcular la cantidad de acero de refuerzo es requerido:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad \text{Ec. 12}$$

- Determinar el valor ρ utilizando la cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{Ec. 13}$$

- Calcular los valores de ρ_{\min} y ρ_{\max} de acuerdo con el criterio del CSCR-02 (capítulo 8). Después de eso, compararlos con ρ :
 - Si $\rho < \rho_{\min}$ usar ρ_{\min} para el diseño.
 - If $\rho > \rho_{\max}$ diseñar la viga como doblemente reforzada.
- Si se diseña como doblemente reforzada se tiene que:

$$Mu \leq Mn$$

$$Mu \leq \phi(M_{n1} + M_{n2}) \quad \text{Ec. 14}$$

$$M_{n2} = \frac{Mu}{\phi - M_{n1}}$$

- Calcular a para el máximo momento permitido, de la siguiente forma:

$$\frac{c}{d} = 0.375$$

$$\frac{(a/\beta_1)}{d} = 0.375 \quad \text{Ec. 15}$$

$$a = \beta_1 \cdot d \cdot 0.375$$

- Calcular la cantidad de acero requerido para el máximo momento permitido, y seguidamente calcular este momento:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad \text{Ec. 16}$$

$$M_{n1} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(\frac{d-a}{2}\right) \quad \text{Ec. 17}$$

- Determinar la deformación del acero de refuerzo bajo esfuerzo de compresión:

$$e'_s = e_{cu} \frac{a - \beta_1 d}{a} \quad \text{Ec. 18}$$

- Si la deformación excede el valor de deformación máxima para el límite proporcional, utilizar f'_y ; si no excede el valor obtener el nuevo valor de resistencia f'_y , que es requerido para calcular M_{n2} .
- Calcular M_{n2} y A'_s :

$$M_{n2} = A'_s \cdot f'_y \cdot (d - d')$$

$$\Rightarrow A'_s = \frac{M_{n2}}{(f'_y \cdot (d - d'))} \quad \text{Ec. 19}$$

- Con este dato, proponer la cantidad y tipo de acero por colocar en la viga.

El procedimiento para el análisis por cortante es el siguiente:

- Calcular el cortante por momento plástico, según lo estipula el CSCR-02 (8.7.1):

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} \quad \text{Ec. 20}$$

- Si el cortante calculado previamente es mayor que el cortante actuando en la viga, el diseño utiliza el valor calculado con la Ec.20.
- To calculate those shear force limits values:

$$V_{s,max} = 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. 21}$$

$$V_{s*} = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. 22}$$

$$V_{c,max} = 0.93 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. 23}$$

- Calcular el valor de $V_u \cdot d / M_u$. Este valor debe ser 1 como máximo.
- Calcular la fuerza cortante que es soportado por el concreto de la viga como:

$$V_c = \left(0.5 \cdot \sqrt{f'_c} + 175 \cdot \rho \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. 24}$$

- Si $V_u > V_c$, es necesario colocar acero de refuerzo transversal (aros).
- La fuerza cortante soportada por el acero es calculado de siguiente forma:

$$V_{s1} = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_{c1} \quad \text{Ec. 25}$$

- Si $V_{s1} > V_{s*}$, la máxima separación entre aros debe ser reducida para controlar la formación de grietas.
- Proponer el tipo y cantidad de refuerzo necesario y después calcular la separación entre aros:

$$S = \frac{A_s \cdot f'_y \cdot d}{V_s} \quad \text{Ec. 26}$$

- Calcular la máxima separación recomendada (S_{max}).
- Si $S < S_{max}$, usar S para la propuesta de distribución de aros.
- Si $S > S_{max}$, aumentar el área de acero o reducir la separación entre aros y después recalculer el valor de V_s .
- Para la máxima separación recomendada (S_{max}) debe ser el menor valor entre $d/2$ y 60 cm.
- Proponer la distribución del acero.

2. Diseño de columnas

El método de diseño descrito a continuación corresponde a marcos no arriostrados. Adicionalmente, se establece que todos los elementos están sometidos bajo esfuerzos de flexo-compresión, por lo que no se requiere análisis por flexo-tracción.

1. Columnas en marcos no arriostrados

El procedimiento para el diseño en flexo-compresión es el siguiente:

- Presentar en una tabla todas las combinaciones de carga con sus respectivas fuerzas axiales actuantes y los momentos en los extremos.
- Calcular el área de la sección transversal y después calcular el producto del área por la arista mayor.

- Calcular las razones de P_u/A_g y $M_u/(A_g \cdot h)$. Estos valores deben ser determinados en unidades de ksi (Kilo-libra por pulgada cuadrada), debido a los diagramas de interacción disponibles.
- Calcular el factor γ :

$$\gamma = \frac{h}{h'} \quad \text{Ec. 27}$$

- Encontrar la cuantía de acero requerido (ρ) para comenzar con el diseño usando los diagramas A-8 y A-7 los cuales corresponden a columnas con acero en las cuatro cara, $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 60$.
- Los diagramas A-8 y A7 son desarrollados para valores de $\gamma = 0.9$ y $\gamma = 0.7$, respectivamente. De este modo, es necesario interpolar estos resultados para obtener el valor más aproximado de γ , relacionado con el valor ρ calculado anteriormente.
- Determinar la relación de esbeltez de la columna:
 - Calcular los factores ψ para el nivel superior, así como el inferior. Luego, usando el diagrama para marcos no arriostrados obtener el valor de la longitud efectiva k . El factor ψ es calculado como:

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_c \cdot I_{gc}}{l_c}}{\sum \frac{E_{gv} \cdot I_{gv}}{l_v}} \quad \text{Ec. 28}$$

- Con el valor de k , calcular la relación de esbeltez:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \quad \text{Ec. 29}$$

- Si $k > 22$ se debe realizar el análisis de esbeltez.
- Calcular la carga crítica P_c así:

$$P_c = \frac{\Pi^2 \cdot EI}{(kl)^2} \quad \text{Ec. 30}$$

- EI es determinado usando la siguiente fórmula:

$$EI = \frac{(E_c I_g / 2.5)}{(1 + \beta_d)} \quad \text{Ec. 31}$$

- Debido a que es una columna esbelta se debe calcular el factor de amplificación de momento (δ_s). Con este factor, los momentos críticos son obtenidos:

$$\begin{aligned} M_1 &= M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \\ M_2 &= M_{2ns} + \delta_s M_{1s} \end{aligned} \quad \text{Ec. 32}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1$$

- Con los valores críticos de P_u y M_u , calcular de nuevo las relaciones de P_u/A_g y $M_u/(A_g \cdot h)$. Luego, incorporar esos valores en los respectivos diagramas y obtener la nueva cuantía de acero de refuerzo (ρ) para columna esbelta.
- Chequear que el momento máximo no pueda presentarse en los extremos de la columna. De acuerdo con el ACI parte 10.13.5, el máximo momento puede ocurrir en los extremos de la columna si se cumple que:

$$\frac{l}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u / (f'_c \cdot A_g)}} \quad \text{Ec. 33}$$

- Una vez que el chequeo es realizado, proponer el tipo y cantidad de acero de refuerzo.

2. Procedimiento para el diseño por cortante

- Determinar el espacio de confinamiento, siguiendo los lineamientos establecidos en el CSCR-02 (8.7.1):

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \quad \text{Ec. 34}$$

- Si la fuerza cortante antes calculada es mayor que el cortante que actúa en el elemento, el valor de diseño sería el obtenido con la Ec.34.
- Calcular los valores límites para la fuerza cortante usando la Ec 21-23.
- Calcular la fuerza cortante soportada por el concreto con la Ec 24.
- Si $V_u > V_c$, es necesario colocar refuerzo transversal (aros). En caso de que los aros no sean necesarios, colocar como mínimo una varilla #3 separada a S_{max} .
- El cortante soportado por el acero es calculado con la Ec. 25.
- Si $V_{s1} > V_{s^*}$, la separación máxima entre aros debe ser reducida para el control de grietas.
- Calcular la separación entre aros con la Ec.26.
- Calcular la máxima separación recomendada (S_{max}).
- Si $S < S_{max}$, usar S para proponer la distribución del acero.
- Si $S > S_{max}$, incrementar el área del acero o reducir la separación entre aros, y después recalculando el valor de V_s .
- Máxima separación recomendada (S_{max}): el doble del valor de separación S_{max} para la región de confinamiento espacial.
- Proponer el arreglo del acero.
- Especificar la región con confinamiento especial en los extremos de la columna, midiendo L_0 desde cada lado. L_0 no puede ser menor que:
 1. $L/6$
 2. 70 cm
 3. 45 cm

- El área de acero para la región de confinamiento especial no puede ser menor que:

$$A_{sh} = \frac{0.3 \cdot S \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad \text{Ec. 35}$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 \cdot S \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

- A_h : Área total de acero que forma los aros con separación S y perpendicular a la dimensión h_c . (cm^2)
- S : Separación entre aros desde centros (cm)
- h_c : Máxima distancia medida desde centros medida desde las esquinas (cm)
- A_g, A_c : Área bruta y área del núcleo confinado (cm^2)
- f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero (Kg/m^2)

- S_{max} para región con confinamiento especial: el menor valor entre 0.25 veces la menor dimensión o 10 cm.
- Proponer el arreglo del acero.

3. Diseño de fundaciones

1. Análisis de suelo

Debido a que el correspondiente estudio de suelos no fue posible de obtener, el Ing. Hugo Navarro Serrano, M.Sc. Director y profesor de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica, ITCR me aconsejó utilizar un valor de la capacidad de soporte del suelo igual a 15 T/m^2 con un factor de seguridad de 3 ya aplicado. Este valor es dado acorde con la primera asunción del suelo en el análisis del modelo estructural, donde el tipo de suelo fue identificado como S3 (clasificación del Código Sísmico de Costa Rica). Este corresponde a suelo suave, comúnmente perfil de arcilla con una longitud entre los 6 y 12 m de profundidad.

Los problemas que pueden presentarse en suelos arcillosos son defectos estructurales secundarios como aparición de grietas y planos de deslizamiento. Además, los asentamientos pueden ocurrir como resultado del impacto de las cargas de la estructura. Si el suelo está en contacto con el agua subterránea, tiende a expandir el aumento de su volumen, empujando hacia arriba el edificio, lo que podría ocasionar fisuras en muros, levantamiento de contrapisos y problemas en marcos de ventanas y puertas. Para solucionar estos problemas es necesario evitar la variación de la humedad del suelo y la

estructura debe presentar un buen comportamiento rígido.

Por otro lado, la falta de información sobre el nivel freático hace suponer que este se encuentra por debajo del nivel de cimentación.

2. Diseño de placa aislada

Las placas aisladas son diseñadas para los marcos A, B, C, D, E y F. Todas las expresiones utilizadas abajo deben estar en unidades del Sistema Inglés, pero el resultado final es dado en unidades del S.I.

La cimentación de la columna más cargada de cada marco es diseñada y luego estas son comparadas para obtener la cimentación que soporte la columna más cargada de toda la estructura. Esta cimentación se repite en todos los marcos para efectos prácticos.

Dimensiones

1. Espesor:

Dos aspectos merecen discusión antes del diseño. El recubrimiento mínimo para el refuerzo en cimentaciones colada en suelo es 7,5 cm (ACI Sección 7.7.1). Esto permite solventar pequeñas irregularidades en la superficie de la excavación y la contaminación potencial en la capa inferior del concreto con el suelo. Muchas veces el fondo de la excavación para la cimentación es cubierta con un sello de concreto pobre, para prevenir que este se desnivele después de lluvias y para asegurarse el nivel de la superficie donde es colocado el refuerzo.

La profundidad mínima de la cimentación sobre el refuerzo inferior es 15 centímetros para los fundaciones en el suelo (sección 15.7 del ACI). Así, el grueso mínimo de esta debe ser 22.5 cm pero para aspectos prácticos se estima su espesor como una vez el ancho de la columna, como primero ensayo.

2. Ancho:

- El primer paso es definir que la placa corrida tendrá una forma cuadrada. Luego es necesario determinar la presión neta (Q_{adm}) la

cual es la relación entre la presión permitida (Q_u) y FS (factor de seguridad).

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \quad \text{Ec. 37}$$

- Ahora con ese valor y las cargas factoradas soportadas por cada columna, el área obtenida para la placa es:

$$A = \frac{\text{factored loads}}{Q_{adm}} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde:

$A = b_w^2$ y b_w es el valor del ancho de la placa.

Las cargas factoradas son dadas por el software de análisis estructural.

Chequear el espesor para el cortante en dos direcciones.

- El espesor para la placa aislada es gobernado por el cortante en dos direcciones.
- El cortante debe ser chequeado en el perímetro crítico a $d/2$ desde la cara de la columna.
- Puesto que hay un refuerzo en ambas direcciones, el promedio de d será utilizado:

$$\text{Average } d = \text{thickness} - \text{cover} - \phi_{bar} \quad \text{Ec. 39}$$

- Determinar el perímetro crítico para el cortante (b_0) (ACI Sección 11.12.12) y el área tributaria (A_{trib}):

$$A_{trib} = A_{footing} - A_{\text{Critical shear perimeter}} \quad \text{Ec. 40}$$

$$b_0 = 4 \cdot (C_1 + d) \quad \text{Ec. 41}$$

- Calcular el valor de V_u (cortante crítico, ACI Sección 11.12.1.2) y compararlo con el menor valor de ϕV_c (ACI Eq. 11-33, 11-34 y 11-35 respectivamente), usando las siguientes expresiones:

$$V_u = Q_{adm} \cdot A_{trib} \quad \text{Ec. 41}$$

$$\phi V_c \leq \begin{cases} \phi \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ \phi \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ \phi \cdot 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases} \quad \text{Ec. 42}$$

Donde:

$$\beta_c = \frac{\text{Long side of column}}{\text{Short side of column}} = 1$$

$$\alpha_s = \begin{cases} 40, \text{ For interior columns} \\ 30, \text{ For edge columns} \\ 20, \text{ For corner columns} \end{cases}$$

$$\phi = 0.75$$

- Si $\phi V_c < V_u$, incrementar el espesor y recalculer todos los valores calculados hasta ahora y chequear de nuevo.

Chequear el cortante en una dirección

- Aunque el cortante en una dirección es raramente crítico, es necesario chequearlo.
- La sección crítica está localizada a una distancia d desde la cara de la columna (ACI Sección 11.12.1.1).
- Comparar V_u y ϕV_c , si $\phi V_c > V_u$, está bien:

$$\phi V_c = \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ec. 43}$$

Diseño para refuerzo por flexión

- Determinar la sección crítica para momento y el anclaje del refuerzo.
- La sección última para momento es:

$$M_u = Q_{adm} \cdot b_w \cdot \frac{f^2}{2} \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

f = distancia entre la cara de la columna y el borde de la cimentación.

- Después determinar el área requerida de acero y chequear el área mínima del refuerzo de flexión por temperatura (ACI Sección 10.5.3 y 7.12.2):

$$A_{s,req} = \frac{M_u}{j \cdot f_y \cdot \phi \cdot d} \quad \text{Ec. 45}$$

Donde j y ϕ son iguales a 0.9.

$$A_{s,min} = \begin{cases} 0.0020 \cdot b_w \cdot h, \text{ For Grade 40 steel} \\ 0.0018 \cdot b_w \cdot h, \text{ For Grade 60 steel} \end{cases} \quad \text{Ec. 46}$$

- Determinar el máximo espaciamiento:

$$S_{max} = \begin{cases} 3 \cdot h \\ or \\ 18in \end{cases} \quad \text{Ec. 47}$$

- Proponer el arreglo de acero y recalculer el valor de ϕM_n ; este debe ser mayor que M_u :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \quad \text{Ec. 48}$$

$$\frac{a}{d} \leq 0.319, \text{ tension - controlled limit and } \phi = 0.9$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ec. 49}$$

- Separación necesaria para el acero propuesto (S):

$$S = \frac{b_w}{(\# \text{ varillas} - 1)} \quad \text{Ec. 50}$$

Revisar desarrollo de acero

- Las varillas deben ser extendidas l_{ag} desde la cara de la columna o ser anclado en los extremos externos.

- Para varillas #3-11 con gancho a 90°, usar la expresión abajo indicada (CSCR2002, Sección 8.5):

$$l_{ag} = \frac{f_y \cdot \phi_{bar}}{16 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec. 51}$$

Donde:

ϕ_{bar} = diámetro de la varilla

l_{ag} y ϕ_{bar} en cm, f'_c y f_y en Kg/cm²

- La longitud de desarrollo, l_{ar} para varilla recta #3-11, no puede ser menos de 2.5 l_{ag} .

Diseño de unión entre columna y placa

- La máxima capacidad de carga en el inferior de la columna (ACI Sección 10.17.1) es:

$$B_{\max \text{ column}} = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \quad \text{Ec. 52}$$

Donde A_1 es el área de la superficie de contacto entre la columna y la placa y f'_c es para la columna. $\phi=0,65$ por capacidad (ACI 9.3.2.4).

- La máxima capacidad de carga en la placa se puede tomar como:

$$B_{\max \text{ footing}} = \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot A_1) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{Ec. 53}$$

Pero no mayor que $\phi (1.7f'_c \cdot A_1)$, donde A_2 es el área de la base más baja de una pirámide recta o de un cono formado extendiendo líneas hacia fuera de los lados de la sección de capacidad con una inclinación de 2 horizontal a 1 vertical al punto donde esa línea interseca un borde.

- Determinar el área de bastones requerida. Esta debe satisfacer la sección del ACI 15.8.2.1:

$$A_{d,req} = \frac{FL - B_{adm}}{\phi \cdot f_y} \quad \text{Ec. 54}$$

$$A_{d,min} \geq 0.005 A_g \quad \text{Ec. 55}$$

- Los bastones deben ser extendidos dentro de la placa la longitud de desarrollo en compresión o 16 in.
- Los bastones deben ser extendidos dentro de la columna una distancia igual a la mayor longitud de empalme de los bastones o la longitud de desarrollo para las varillas de las columnas.

Diseño de viga de amarre

- Las columnas deben estar interconectadas por una viga de amarre al nivel de la fundación.
- Este diseño sigue el mismo procedimiento explicado anteriormente para las vigas de concreto.

Criterio para diseño de fundaciones

- Las placas aisladas que se encuentran en el centro de la estructura se supondrán cargadas concéntricamente, debido a que la regularidad del edificio en ambas direcciones genera excentricidades bajas.
- Para el resto de placas (de perímetro y esquineras) se deben asumir como excéntricamente cargadas, por lo tanto, se debe determinar la reducción de la resistencia del suelo, según lo indica el apartado 13.3 del CSCR2002. Esta reducción debe efectuarse para las condiciones de sismo y no sismo.

Apéndice B: Memoria de cálculo

Análisis del modelo estructural

1. Determinación de Cargas de Diseño

Sistema	Ítem	Peso Unitario
Azotea	Losa lex tipo LEX25-0N/5D	431
	cielo	15
	instalaciones electromecánicas	15
	Total	461 Kg/m²
Entrepiso	Losa lex tipo LEX20-0N/7n	366
	cerámica +mortero	50
	cielo + instalaciones	30
	Total	446 Kg/m²
Paredes	divisiones livianas-covintec-	150
	puertas y ventanas	95
	azulejo	35
	Total	280 Kg/m²
Muro	Bloque tecnoblock 20x20x40	1008 Kg/m²
Vigas	30x70 cm concreto reforzado	504 Kg/m
Columnas	50x50 cm concreto reforzado	600 Kg/m
Columnas	70x70 cm concreto reforzado	1176 Kg/m

Tabla 19. Cargas Permanentes

Sistema	Ítem	Peso Unitario (Kg/m ²)
Entrepiso	Oficinas y laboratorios	250
	Hospital	300
	Escaleras, rampas, vestíbulos y corredores	400
	Voladizo exterior	300
	Tiendas y bodega de peso liviano	500
	Garaje y parqueos	300
Azotea	Azotea con pendiente menor a 5%	200

Tabla 20. Cargas temporales

2. Determinación del Peso de los Elementos.

El cálculo del peso de los elementos pertenecientes al marco C está a continuación. El entrepiso distribuye las cargas a las vigas en ambas dirección (N-S y E-O):

Viga	Carga Permanente	Carga Temporal	Ancho/Altura Tributario	Carga Distribuida (kg/m)		Carga Distribuida (kg/m)	
				Permanente	Temporal	Total Permanente	Total Temporal
CC8-CC9	Entrepiso		3.25	1449.50		2359.50	2925.00
	Paredes		3.25	910.00			
		Pasillo	3.25		1300		
		Bodega	3.25		1625		
CC9-CC10	Entrepiso		3.25	1449.50		2359.50	2437.50
	Paredes		3.25	910.00			
		Oficinas	3.25		812.5		
		Bodega	3.25		1625		
CC10-CC11	Entrepiso		3.25	1449.50		2359.50	812.50
	Paredes		3.25	910.00			
		Oficina	3.25		812.5		
CC11-CC12	Entrepiso		3.25	1449.50		2359.50	812.50
	Paredes		3.25	910.00			
		Oficina	3.25		812.50		

Tabla 21. Peso vigas del nivel de planta baja

Columna	Carga Permanente	Ancho/Altura Tributaria	Carga Puntual (kg) Permanente (kg)	Carga Puntual (kg) Total Permanente (kg)
CC8	Columna	4.08	4798.08	8074.08
	Viga	6.50	3276.00	
CC9	Columna	4.08	4798.08	8074.08
	Viga	6.50	3276.00	
CC10	Columna	4.08	4798.08	12234.08
	Viga	3.25	1638.00	
	Viga B10-C10	3.25	5798.00	
CC11	Columna	2.60	3057.60	6333.60
	Viga	6.50	3276.00	
CC12	Columna	3.53	4151.28	7427.28
	Viga	6.50	3276.00	

Tabla 22. Peso columnas del nivel planta baja

Viga	Carga Permanente	Carga Temporal	Ancho/Altura Tributario	Carga Distribuida (kg/m)		Carga Distribuida (kg/m)	
				Permanente	Temporal	Total Permanente	Total Temporal
CC8-CC9	Entrepiso		3.25	1449.50		1449.50	1300.00
		Pasillo	3.25		1300.00		
CC9-CC10	Entrepiso		3.25	1449.50		1449.50	1300.00
		Pasillo	3.25		1300.00		
CC10-CC11	Entrepiso		3.25	1449.50		2359.50	975.00
	Paredes		3.25	910.00			
		Hospital	3.25		975.00		
CC11-CC12	Entrepiso		3.25	1449.50		2359.50	975.00
	Paredes		3.25	910.00			
		Hospital	3.25		975.00		

Tabla 23. Peso vigas del nivel de planta principal

Columna	Carga Permanente	Ancho/Altura Tributaria	Carga Puntual (kg) Permanente (kg)	Carga Puntual (kg) Total Permanente (kg)
CC8	Columna	4.08	4798.08	8074.08
	Viga	6.50	3276.00	
CC9	Columna	4.08	4798.08	8074.08
	Viga	6.50	3276.00	
CC10	Columna	4.08	4798.08	8074.08
	Viga	6.50	3276.00	
CC11	Columna	4.01	4709.88	6347.88
	Viga	3.25	1638.00	
	Viga B11-C11	3.25	0.00	
CC12	Columna	4.01	4709.88	6347.88
	Viga	3.25	1638.00	
	Viga B12-C12	3.25	0.00	

Tabla 24. Peso columnas del nivel planta principal

Viga	Carga Distribuida (kg/m)	
	Total Permanente	Total Temporal
CC8-CC9	1904.50	2112.50
CC9-CC10	1904.50	1868.75
CC10-CC11	2359.50	893.75
CC11-CC12	2359.50	893.75

Tabla 25. Peso promedio de los niveles planta baja y principal para las vigas de los niveles 2-6

Columna	Carga Puntual (kg) Total Permanente
CC8	8074.08
CC9	8074.08
CC10	10154.08
CC11	6340.74
CC12	7025.76

Tabla 26. Peso promedio de los niveles planta baja y principal para las columnas de los niveles 2-5

Columna	Carga Puntual (kg) Total Permanente
CC8	4037.04
CC9	4037.04
CC10	5077.04
CC11	3170.37
CC12	3512.88

Tabla 27. Peso promedio de los niveles planta baja y principal para las columnas del nivel 6

Detalle de la geometría del Marco

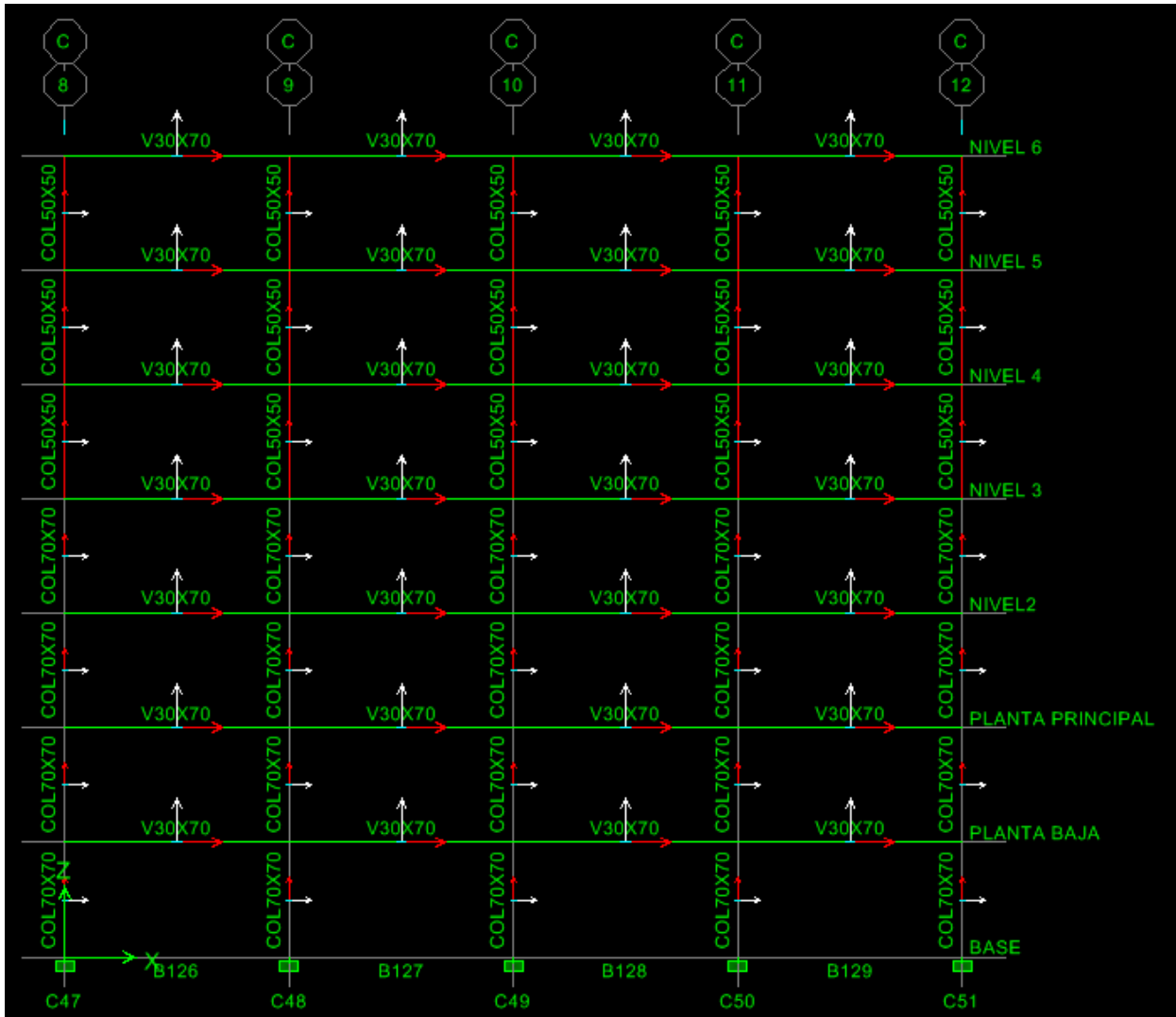


Ilustración 6. Detalle en altura del Marco C, fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

3. Cálculo del Coeficiente Sísmico

Data:

⇒ Use: Hospital
⇒ Placed: San José downtown

CSCR-2002

Table 2.1 ⇒ Zone = III
Part 2.2.b ⇒ Ground = S3
Table 2.2 ⇒ $a_{ef} = 0.36$
Table 4.1 ⇒ I = 1.5
Table 4.3 ⇒ $\mu = 6$

Assume: regular in high and floor and optimum local ductility for a frame structural system.

Chapter 5 ⇒ SR = 2
Part 7.4.e ⇒ $T = 0,08N = 0,10 * 7 = 0.70 \text{ seg}$
Figure 5.7 ⇒ FED = 0.58

$$C_{sis} = \frac{a_{ef} I FED}{SR} = 0.16$$

Diseño Estructuras de Concreto

Muestra de cálculo para la viga B72 y columna C58 del nivel 2 a la altura de +12.24m sobre el nivel de fundaciones.

El cálculo mostrado correspondiente a la fundación, es para la placa ubicada en el marco E y la columna C34.

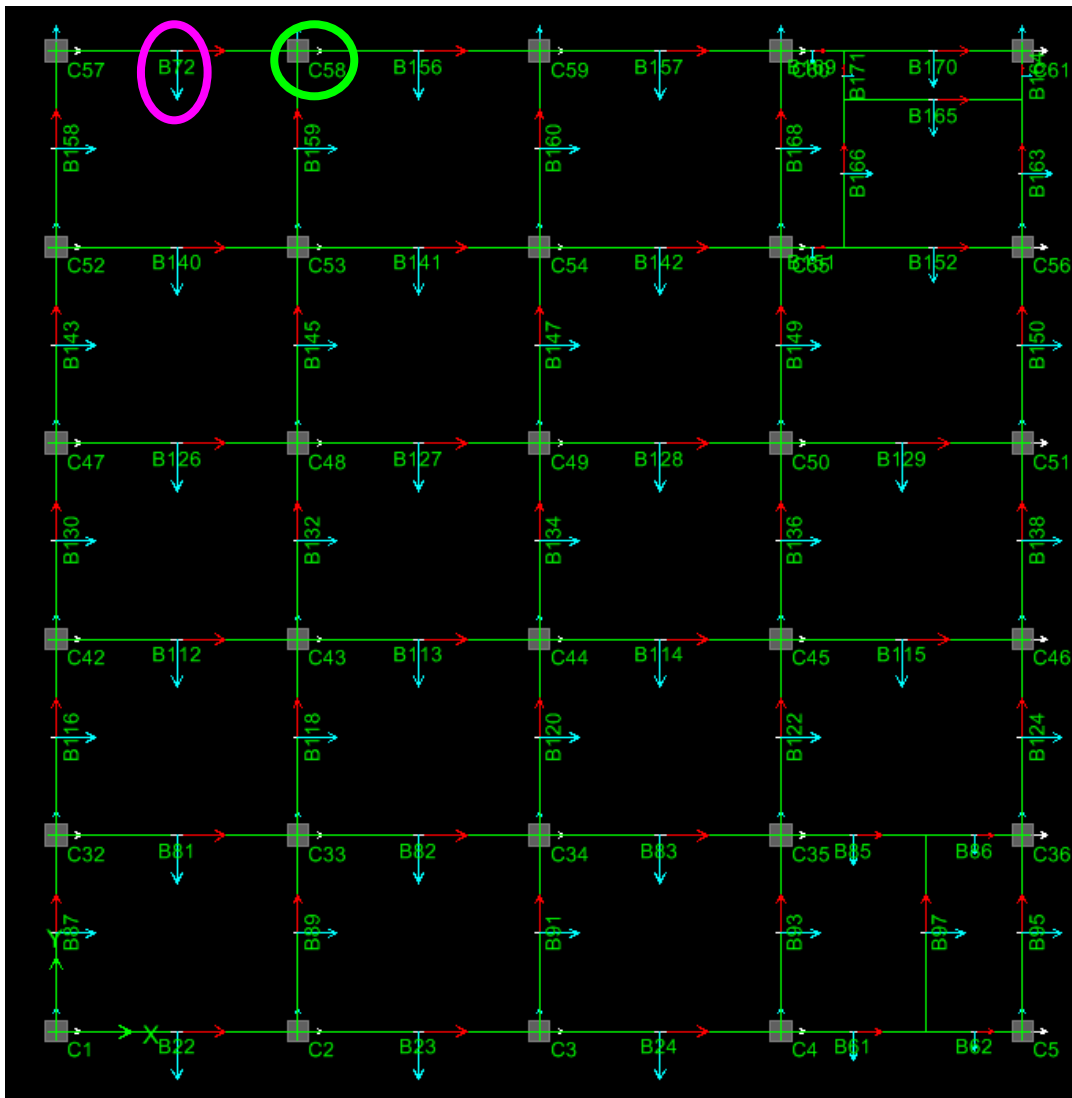


Ilustración 7. Etiquetas de los elementos modelados en planta, nivel 2. Fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

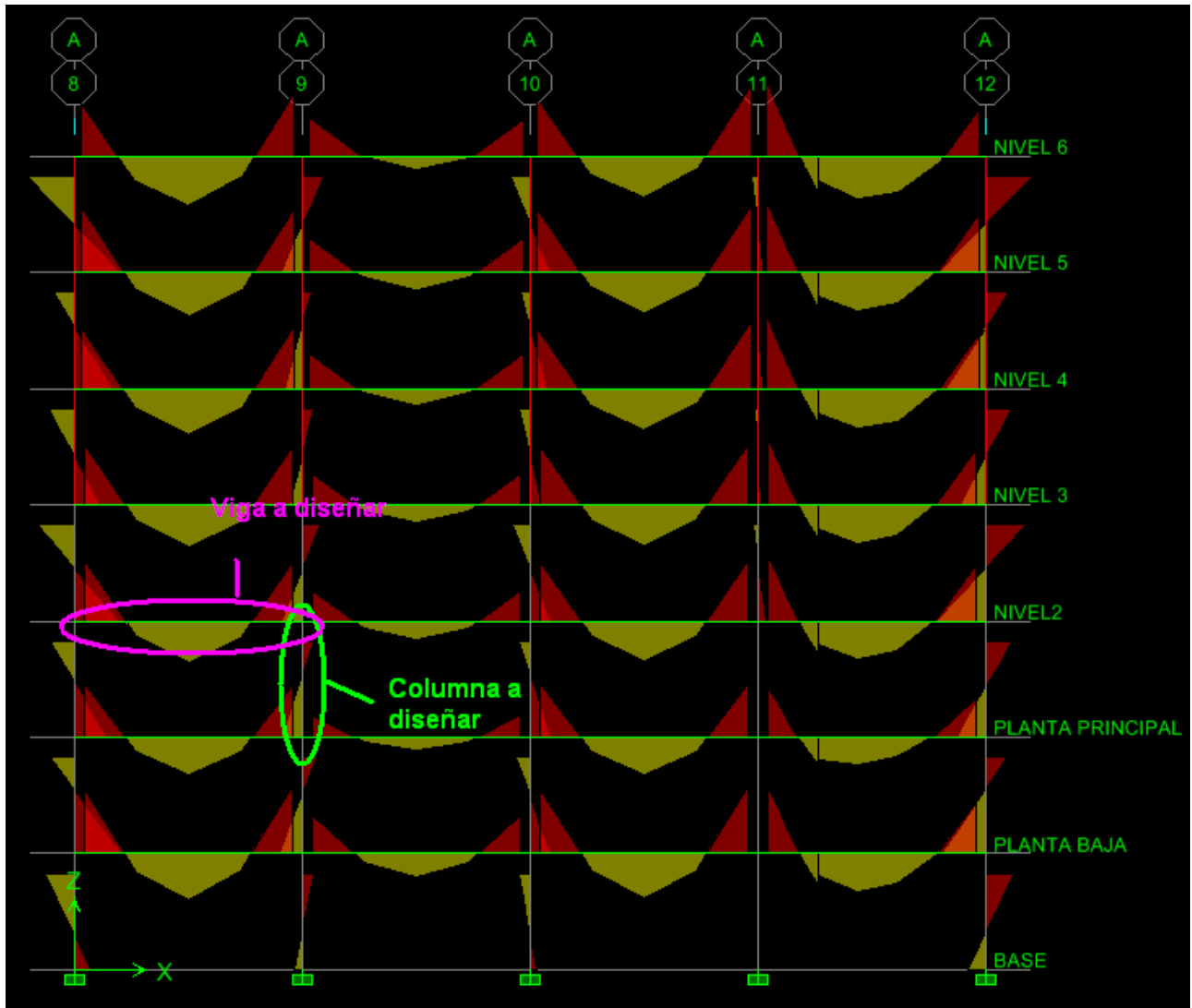


Ilustración 8. Diagrama de momentos marco A. Fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

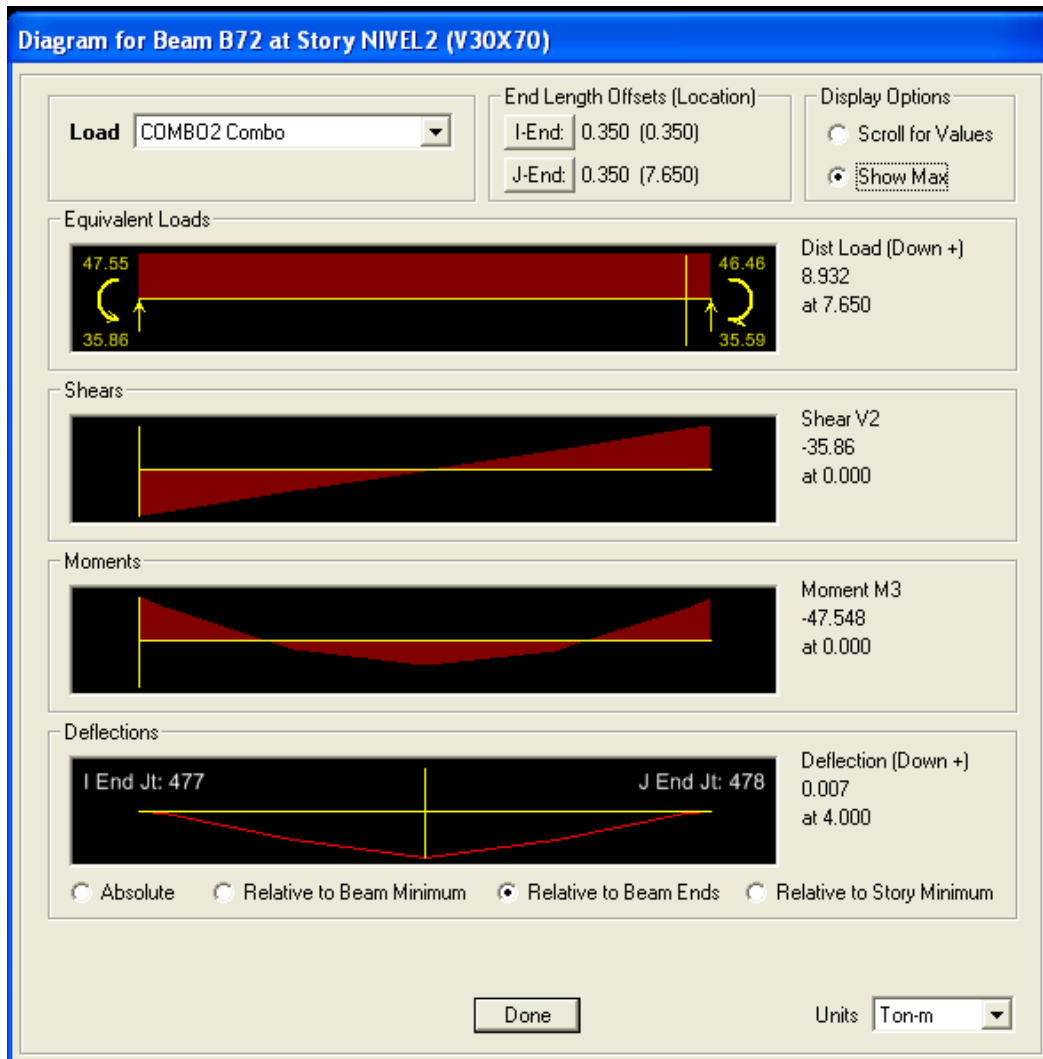


Ilustración 9. Detalle diagrama momento y cortante, viga B72. Fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

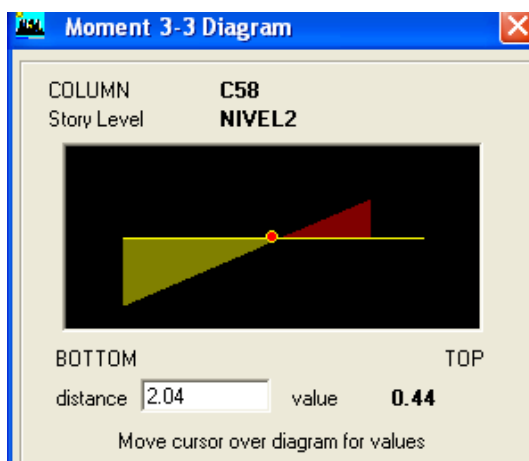


Ilustración 10. Detalle diagrama de momento columna C58. Fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

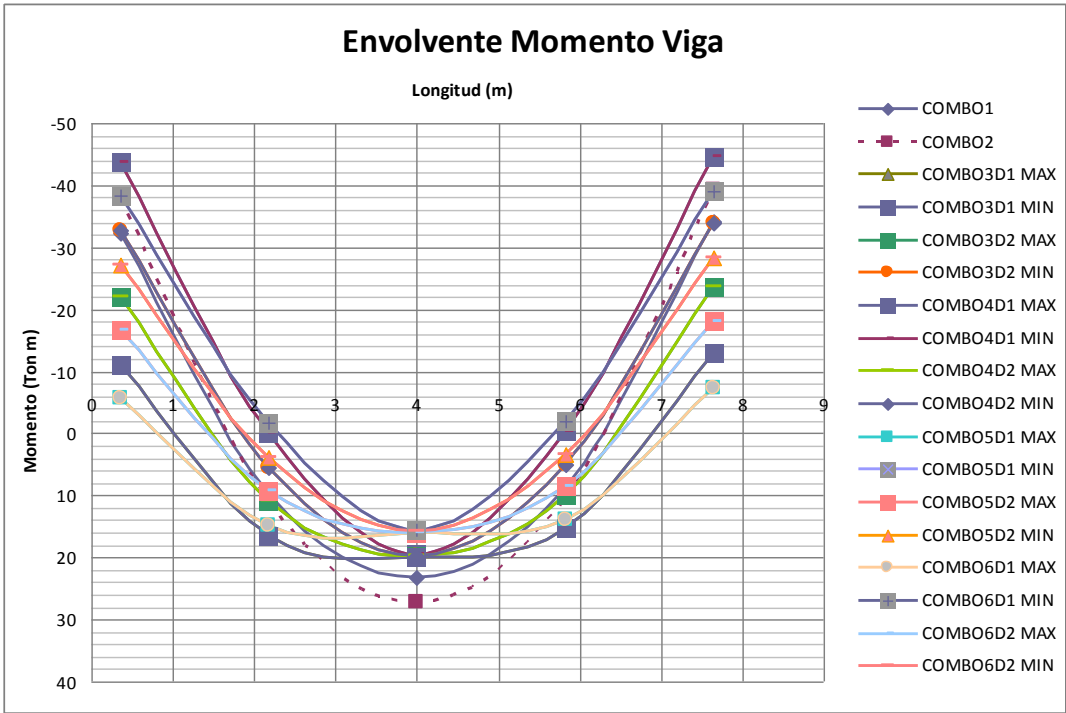


Ilustración 11. Gráfico de envolvente de momento para la viga B72, Nivel 2

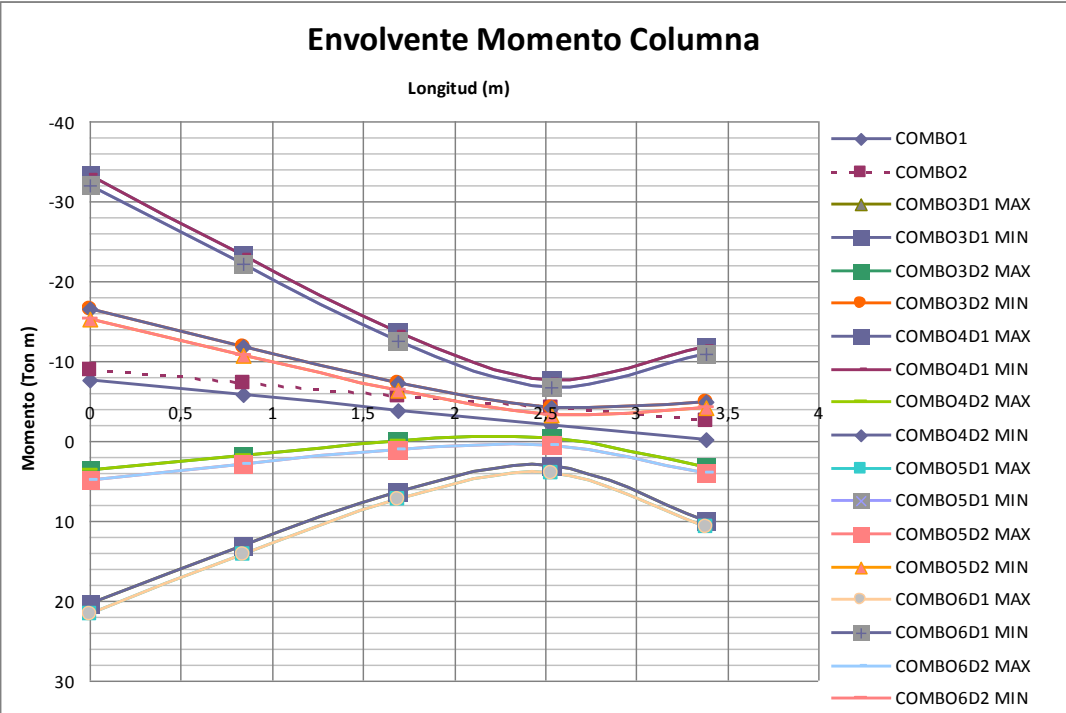


Ilustración 12. Gráfico de envolvente de momento para la columna C58, Nivel 2

	Curva 1	0. grados		Curva 7	90. grados		Curva 13	180. grados		Curva 19	270. grados	
	P	M3	M2	P	M3	M2	P	M3	M2	P	M3	M2
1	-789,367	0	0	-789,367	0	0	-789,367	0	0	-789,367	0	0
2	-789,367	43,497	0	-789,367	0	43,497	-789,367	-43,497	0	-789,367	0	-43,497
3	-738,585	67,402	0	-738,585	0	67,402	-738,585	-67,402	0	-738,585	0	-67,402
4	-633,397	86,214	0	-633,397	0	86,214	-633,397	-86,214	0	-633,397	0	-86,214
5	-522,638	100,309	0	-522,638	0	100,309	-522,638	-100,309	0	-522,638	0	-100,309
6	-398,195	111,093	0	-398,195	0	111,093	-398,195	-111,093	0	-398,195	0	-111,093
7	-300,319	108,052	0	-300,319	0	108,052	-300,319	-108,052	0	-300,319	0	-108,052
8	-201,342	99,241	0	-201,342	0	99,241	-201,342	-99,241	0	-201,342	0	-99,241
9	-100,412	82,593	0	-100,412	0	82,593	-100,412	-82,593	0	-100,412	0	-82,593
10	-11,415	76,012	0	-11,415	0	76,012	-11,415	-76,012	0	-11,415	0	-76,012
11	232,203	0	0	232,203	0	0	232,203	0	0	232,203	0	0

Tabla 28. Capacidad de columna sección 70x70cm con refuerzo de 12# 8. Fuente ETABS vs 9.11 nonlinear

Carga en Ton y momento en Ton-m.

Nivel	Columna	P	M2	M3
Nivel 2	C58	-329,73	-15,481	-10,69

Tabla 29. Datos correspondientes a columna B58, nivel 2

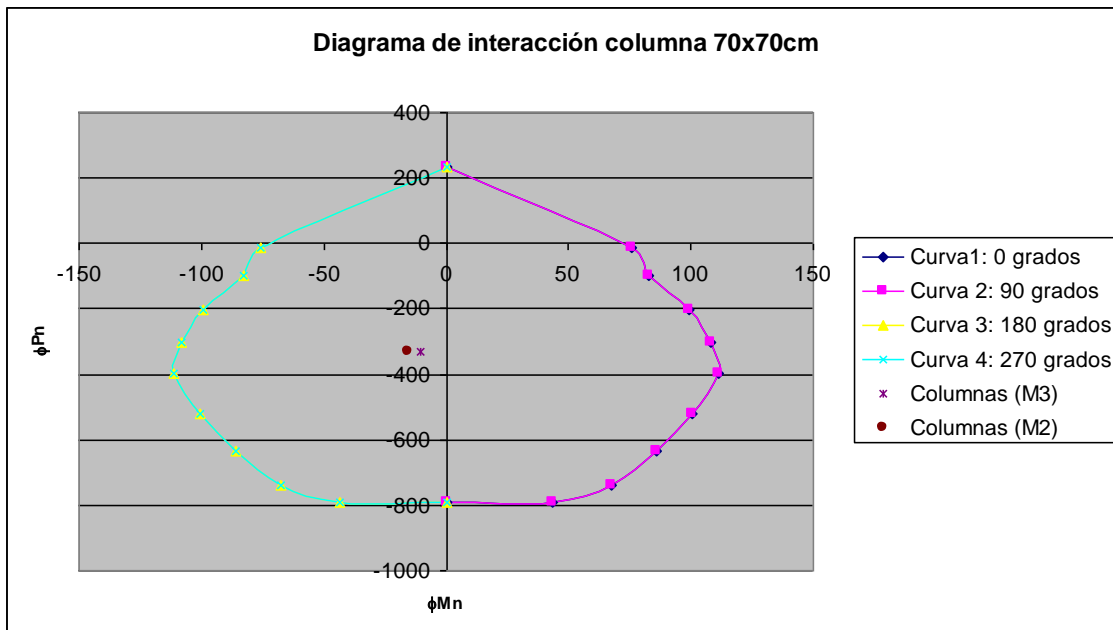


Ilustración 13. Diagrama de interacción de capacidad vrs demanda, de la columna 70x70cm con refuerzo de 12 # 8

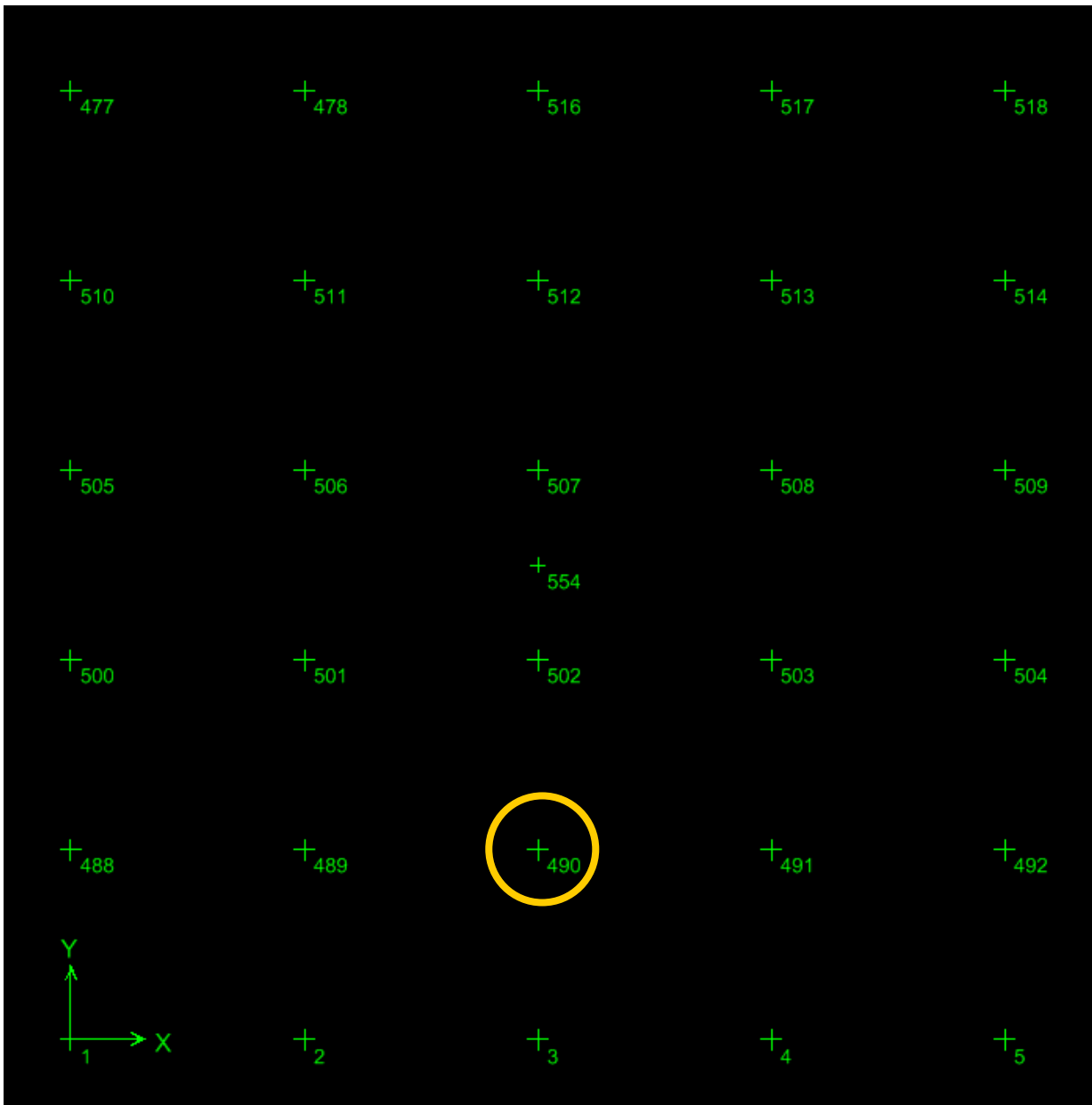


Ilustración 14. Detalle de la ubicación en planta de las placas aisladas, fuente ETABS vs 9.11 no lineal

1. Diseño de Vigas

Para el desarrollo de este ejemplo, la viga diseñada pertenece al nivel Planta Baja del Marco C. el efecto que domina viene de la combinación de carga: CU = 1.2DL+1.6LL:

Propiedades del Material

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_s = 2,1E+06 \text{ Kg/cm}^2$
 $\epsilon_c = 0,003$

Dimensiones del elemento

$h = 70 \text{ cm}$
 $b = 30 \text{ cm}$
 $d = 65 \text{ cm}$
 $d' = 5 \text{ cm}$

Esfuerzos

$M_u = 27,264 \text{ T}\cdot\text{m}$

de la envolvente de diseño, rige la combinación de carga 2

$M_u = 2726400 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$

$\phi = 0,9$ Factor de reducción por capacidad en tracción

$M_n = 3029333 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$

$\beta_1 = 0,85$

$\rho_b = 0,0500$

$\rho_{\min} = 0,0048$

$\rho_{\max} = 0,025$

$$\rho_{\min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

b) Altura del bloque de esfuerzos equivalente:

$a = 6,8928 \text{ cm}$

c) Cuantía de acero requerido:

$A_{\min} = 9,32 \text{ cm}^2$

$A_s = 17,58 \text{ cm}^2$

$\rho = 0,0090$

d) Tipo de varilla a utilizar:

$\rho \text{ a usar} = 0,0090$

$A_s \text{ to use} = 17,58 \text{ cm}^2$

Refuerzo = 6 var. # 5

$A_s = 11,88 \text{ cm}^2$

A's =25%As = 4,39 cm²

Refuerzo = 2 var. # 6

$A_s = 5,70 \text{ cm}^2$

Colocar Canasta #6 +6 #5 grado 40

Diseño por Cortante

Esfuerzos

$M_{pr1} = 25,8 \text{ T}\cdot\text{m}$

$M_{pr2} = 12,7 \text{ T}\cdot\text{m}$

$V_u = 36,26 \text{ T}$

$V_{ug} = 29,56 \text{ T}$

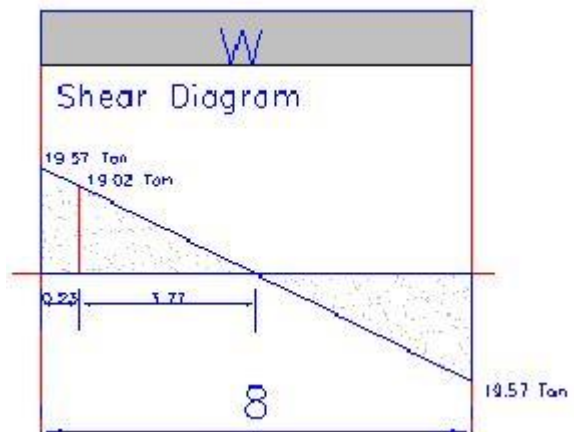


Ilustración 15. Diagrama de cortante

a) V_e – Cortante por momento plástico:-

$L = 800 \text{ cm}$

$V_e = 34796,1 \text{ Kg}$

if: $V_u < V_e$ use V_e como cortante de diseño

b) Valores Límites:

$V_{s\max} = 69175 \text{ Kg}$

$V_{s^*} = 35893 \text{ Kg}$

$V_{cm\max} = 30346 \text{ Kg}$

c) Chequeos:

$$V_u \text{ a usar} = 36260,00 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 0,864 < 1$$

$$V_{\text{cpto}} = 18973,91 \text{ Kg} \quad \text{Cortante que soporta el concreto de la viga.}$$

$$\phi V_{\text{cpto}} = 14230,43 \text{ Kg}$$

Si $V_c < V_u$; es necesario colocar refuerzo transversal.

$$V_{\text{spto}} = 29372,75 \text{ Kg} \quad \text{Cortante que soporta el acero de la viga.}$$

Si:

$$V_{\text{spto}} < V_{\text{smax}} \text{ es OK}$$

$$V_{\text{spto}} \leq V_{\text{s}^*} \quad S_{\text{max}} = d/2 \text{ or } 60 \text{ cm} - \text{usar la dimensi3n menor-}$$

$$V_{\text{s}^*} < V_{\text{spto}} \quad S_{\text{max}} = d/4 \text{ or } 30 \text{ cm} - \text{usar la dimensi3n menor -}$$

d) Propuesta de acero:

$$\text{Aros \#} \quad 4$$

$$S = 15,7 \text{ cm}$$

$$\text{Aros \#} \quad 5$$

$$S = 24,5 \text{ cm}$$

e) Chequeo del acero transversal:

$$S \text{ a usar} = 25,0 \text{ cm}$$

$$A_{\text{vmin}} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Si $A_{\text{vmin}} < A_v$ es OK

$$\text{Aro menor \#} \quad 5$$

$$S_{\text{max}} = 32,5 \text{ cm}$$

$$A_v = 3,96 \text{ cm}^2$$

Colocar aros # 5 @ 25 cm

2. Diseño de Columnas

Propiedades del Material:

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,1E+06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = 0,003$$

Dimensiones del Elemento

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$L_p = 408 \text{ cm}$$

$$L_u = 358 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 3 \text{ cm}$$

$$A_g = 4900 \text{ cm}^2$$

$$A_g \cdot h = 343000 \text{ cm}^3$$

Cargas Factoradas

Combo	P _u	P _u	M ₁	M ₁	M ₂	M ₂	P _u /A _g		M _u /A _g ·h	
							Kg/cm ²	ksi	Kg/cm ²	ksi
1	221,06	221060,00	6,75	674800,00	5,31	531100,00	45,11	0,64	1,97	0,03
2	329,73	329730,00	10,69	1069000,00	9,87	986900,00	67,29	0,96	3,12	0,04
3+	226,34	226340,00	21,71	2171100,00	6,13	612600,00	46,19	0,66	1,79	0,03
3-	226,34	226340,00	21,71	2171100,00	6,13	612600,00	46,19	0,66	1,79	0,03
4+	166,72	166720,00	19,70	1969600,00	8,17	816700,00	34,02	0,48	2,38	0,03
4-	166,72	166720,00	19,70	1969600,00	8,17	816700,00	34,02	0,48	2,38	0,03

Cálculo del factor ρ_γ

Supuesto de Diseño: Aro # 3

Varilla # 8

$$h' = 59,6 \text{ cm}$$

$$\gamma = 0,85$$

Cuántía de acero, usando los gráficos A-8 y A-7 del MacGregor.

Combo	$\rho_{\gamma=0,90}$	$\rho_{\gamma=0,75}$	$\rho_{\gamma=0,85}$
1	0,003	0,003	0,003
2	0,004	0,004	0,004
3+	0,003	0,003	0,003
3-	0,003	0,003	0,003
4+	0,002	0,002	0,002
4-	0,002	0,002	0,002

Cálculo de esbeltez

$$L_{c,top} = 408 \text{ cm}$$

$$L_{c,low} = 383 \text{ cm}^3$$

$$I_{g,c} = 2000833 \text{ cm}^3$$

$$0,7 I_{g,c} = 1400583 \text{ cm}^3$$

$$I_{g,v} = 1041667 \text{ cm}^3$$

$$0,35 I_{g,v} = 364583 \text{ cm}^3$$

$$L_v = 800 \text{ cm}$$

$$\Psi_{top} = 7,53$$

$$\Psi_{low} = 7,53$$

Usando los nomogramas del ACI figura. R10.12.1

$$k = 2,59$$

$$r = 20,21$$

Chequeo de esbeltez

$$\frac{k \cdot I_u}{r} = 45,89 > 22, \text{ columna esbelta}$$

Diseño de la columna esbelta

a) Cálculo de EI:

$$\beta_d = 0,6$$

$$E_c = 250998 \text{ Kg/cm}^2$$

$$EI = 1,3E+11 \text{ Kg}\cdot\text{cm}^2$$

b) Carga crítica y factor de amplificación:

$$P_c = 1441,3 \text{ Ton}$$

$$\Sigma P_u = 6790,2 \text{ Ton}$$

$$\Sigma P_c = 43239,1 \text{ Ton}$$

$$\delta_s = 1,26 \text{ para combo 2-}$$

c) Chequeo que el momento máximo no ocurre en los extremos de la columna:

ACI section 10.13.5

$$P_u = 549,56$$

Combo	L_u / r	$\frac{35}{\sqrt{(P_u / (f'_c \cdot A_g))}}$	Chequeo
3-	17,72	1748,79	NO

e) Diseño de la Columna:

Combo	P_u	$M_{2,s}$	$\delta_s M_{2,s}$
	Ton	T·m	T·m
2	329,73	10,69	13,52

Cuantía de acero, usando los gráficos A-8 y A-7 del MacGregor

Combo	P_u/A_g		$M_u/A_g \cdot h$		$\rho_{T=0,90}$	$\rho_{T=0,75}$	$\rho_{T=0,85}$
	Kg/cm ²	ksi	Kg/cm ²	ksi			
2	67,29	0,96	3,94	0,06	0,005	0,005	0,005

Chequear que la cantidad de acero sea menor al 2%

Cuantía mínima es del 1%

Área de acero de refuerzo

$$A_s = 58,8 \text{ cm}^2$$

f) Acero propuesto:

$$\text{Varilla \#} = 8$$

$$\text{Cantidad:} = 12$$

$$\text{Área} = 60,80 \text{ cm}^2$$

Diseño por Cortante

Esfuerzos

$$M_{pr1} = 87,41 \text{ T}\cdot\text{m} \quad a_1 = 9,58 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 87,41 \text{ T}\cdot\text{m} \quad a_2 = 9,58 \text{ cm}$$

$$V_u = 6080,00 \text{ Kg}$$

a) V_e – Cortante por momento plástico:-

$$H = 358 \text{ cm}$$

$$V_e = 48833,24 \text{ Kg}$$

Si: $V_u < V_e$ usar V_e como cortante de diseño.

b) Valores límites:

$$V_{smax} = 147887 \text{ Kg}$$

$$V_{s^*} = 76734 \text{ Kg}$$

$$V_{cmax} = 64875 \text{ Kg}$$

c) Chequeos:

$$V_u \text{ a usar} = 48833,24$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 0,3 < 1$$

$V_{cpto} = 37350,25 \text{ Kg} \rightarrow$ Cortante soportado por el concreto.

$$\phi V_{cpto} = 28012,69 \text{ Kg}$$

Si $\phi V_c < V_u$; necesario colocar acero de refuerzo.

$$V_{spto} = 27760,74 \text{ Kg} \rightarrow \text{Cortante soportado por el acero.}$$

Si: $V_{spto} < V_{smax}$ está OK

d) Propuesta de acero:

Para aros # 12,8

$$S = 4 \text{ cm}$$

Para aros # 22,8

$$S = 12,8 \text{ cm}$$

$$S_{max} \begin{cases} 0,25 \cdot \text{lado menor} = 17,5 \\ \text{cm} \\ \text{ó} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Chequeo del acero transversal:

S a usar = 10

$$A_{vmin} \begin{cases} 3,64 \text{ cm}^2 \\ \text{o} \\ 1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Si $A_{vmin} < A_v$ es OK

varilla # 3

aros en L_0 7

$$A_v = 4,99 \text{ cm}^2$$

$$L_0 \begin{cases} L_u/6 = 60 \text{ cm} \\ \text{o} \\ \text{Max Di} = 70 \text{ cm} \\ \text{o} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Gobierna el máximo valor para L_0

Colocar aros # 4 @ 20 cm

Colocar aros # 3 @ 10 cm en L_0

3. Diseño de Fundaciones

Datos de la Columna

$$b_c = 70 \text{ cm} = 28 \text{ in}$$

$$h_c = 70 \text{ cm} = 28 \text{ in}$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 = 3974 \text{ psi}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 59613 \text{ psi}$$

Datos del Material de Fundación

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 = 2981 \text{ psi}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 59613 \text{ psi}$$

Cargas de Servicio

$$V = 1,36 \text{ T} = 3,248 \text{ kips}$$

$$P = 595,28 \text{ T} = 797,3 \text{ kips}$$

$$M = 1,934 \text{ T-m} = 15,17 \text{ kips-ft}$$

Datos del suelo

$$Q_{ult} = 45 \text{ T/m}^2 = 65 \text{ psi}$$

$$Q_{adm} = 15 \text{ T/m}^2 = 21 \text{ psi}$$

Dimensiones

$$h = 100 \text{ cm} = 39 \text{ in}$$

$$b_w = 363,7 \text{ cm}$$

$$b_w = 400 \text{ cm} = 157 \text{ in}$$

Chequear el espesor para cortante en dos direcciones

$$\text{recubrimiento} = 7,5 \text{ cm} = 3 \text{ in}$$

$$\text{varilla \#} = 8$$

$$d = 35 \text{ in} = 90 \text{ cm}$$

$$b_0 = 252 \text{ in}$$

$$A_{trib} = 20840 \text{ in}^2$$

$$V_u = 1331 \text{ kips}$$

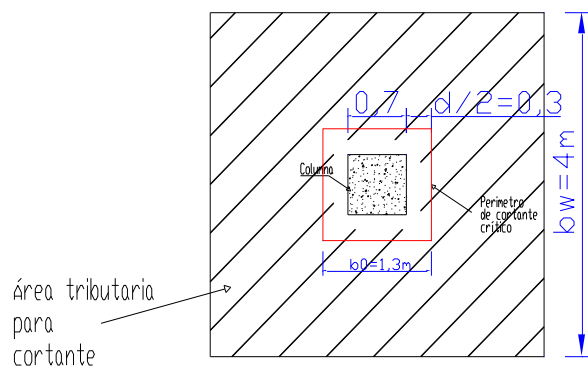


Ilustración 16. Sección crítica para cortante en dos direcciones

Cálculo de ϕV_c

- $f = 0,75$
 $b_c = 1$
 $a_s = 40$ For interior column
 a) 2187 kips ACI Eq. 11-33
 b) 2778 kips ACI Eq. 11-34
 c) **1458 kips ACI Eq. 11-35**

$$V_u < \phi V_c$$

Chequear cortante en una dirección

- $A_{trib} = 4660 \text{ in}^2$
 $V_u = 99,21 \text{ kips}$
 $\phi V_c = 456,15 \text{ kips}$

$$V_u < \phi V_c$$

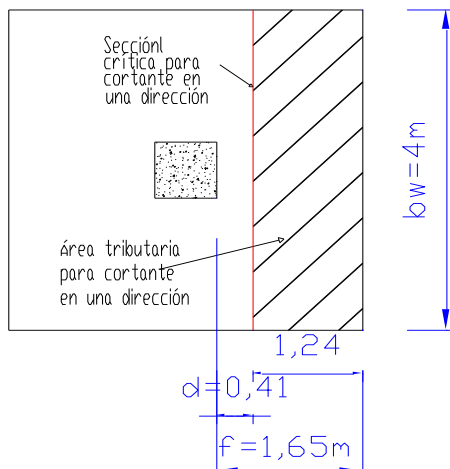


Ilustración 17. Sección crítica para cortante en una dirección

Diseño refuerzo en flexión

- $f = 64,96063 \text{ in}$
 $M_u = 1768,5531 \text{ kips-ft}$

- $j = 0,9$
 $f = 0,9$
 $A_{s,req} = 12 \text{ in}^2$
 $A_{s,min} = 11,2 \text{ in}^2$ para acero

Grado 60

$$S_{max} \begin{cases} 3 \cdot h = 118 \text{ in} \\ \text{ó} \\ 18 \text{ in} \end{cases}$$

$$S_{max} = 18 \text{ in}$$

Usar 17 # 8 varillas @ lado.

$$A_s = 13,35 \text{ in}^2$$

$$a = 1,995 \text{ in}$$

$$a/d = 0,056 < 0,319 \quad \checkmark$$

$$f = 0,9$$

$$\phi \cdot M_n = 2051,88 \text{ kips-ft}$$

$$S = 9 \text{ in}$$

$$M_u < \phi M_n$$

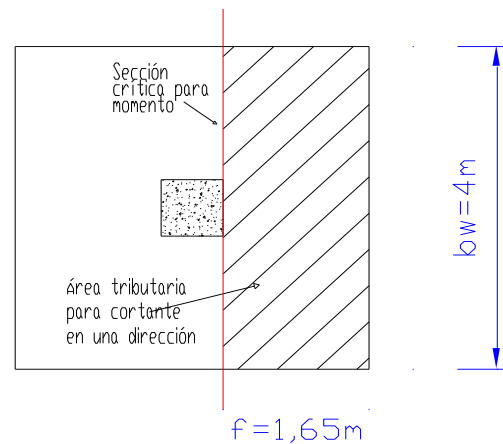


Ilustración 18. Sección crítica para momento

Chequear el desarrollo

l_{ag} de varilla con gancho 90°

$$f_d = 2,54 \text{ cm}$$

$$l_{ag} = 46 \text{ cm}$$

l_{ag} de varilla recta

$$l_{ar} = 115 \text{ cm}$$

Diseño de unión columna-fundación

$$f = 0,65$$

$$A_1 = 760 \text{ in}^2$$

$$B_{max \text{ c}} = 1668 \text{ kips}$$

$$S(A_2/A_1) > 2 \quad \text{Por inspección}$$

$$B_{\max f} = 2501 \text{ kips} \leq 2501$$

$$B_{\max c} < B_{\max f}$$

La máxima carga que puede ser transferida por capacidad es:

1668 kips

Cargas Factoradas

$$P = 816,26 \text{ kips} \quad T = 1796 \text{ kips}$$

Para la combinación de carga 2 (CSCR2002, Sección 6.2)

Es necesario diseñar la junta debido a que la máxima carga transferida por capacidad es menor que la carga aplicada:

$$A_{d,req} = 3,31 \text{ in}^2$$

$$A_{d,min} = 3,80 \text{ in}^2$$

Usar 4 # 9 Varillas en cada esquina.

$$A_s = 3,98 \text{ in}^2$$

l_{ag} de las varillas de la columna

Máximo tamaño de varilla utilizado en columna = # 8

$$f_d = 2,5 \text{ cm}$$

$$l_{ag} = 40 \text{ cm}$$

l_{ar} para varilla recta

$$l_{ar} = 100 \text{ cm}$$

l_{ag} de varillas en las placa

$$f_d = 2,9 \text{ cm}$$

$$l_{ag} = 52 \text{ cm}$$

O

$$16in = 40,64 \text{ cm}$$

El diseño de la viga de amarre es realizado de la misma forma que para las vigas de concreto.

Anexos

Los documentos adjuntados son:

- Anexo A: Ayudas de diseño.

Diagrama de factor de longitud efectiva k para marcos no arriostrados.

Diagramas de interacción no dimensionales para columnas con acero en sus cuatro caras; $\gamma = 0.7$.

Diagramas de interacción no dimensionales para columnas con acero en sus cuatro caras; $\gamma = 0.9$.

- Anexo B: Detalles del sistema prefabricado "Losallex".
- Anexo C: Detalles del muro de retención.

Referencias

- MacGregor, J; Wight, J. 2005. **REINFORCED CONCRETE: MECHANICS AND DESIGN.** Editorial Prentice Hall. 4ta edición.
- McCormac, J; Nelson, J. 2005. **DESIGN OF REINFORCED CONCRETE: ACI 318-05 CODE EDITION.** Editorial Wiley, 7ma edición.
- Ingeniera civil Yen Chieh Wu, Empresa: Camacho y Mora S.A.