

**Instituto Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en Construcción
Programa de Licenciatura**

Correlación entre pruebas destructivas y pruebas no destructivas para medir
propiedades mecánicas del concreto hidráulico

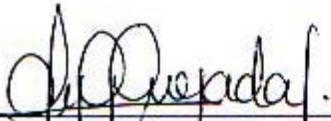
Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Jorge Muñoz Barrantes
Erick Rivas García

Cartago, Diciembre 2003.

**CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE
PROYECTO DE GRADUACIÓN**

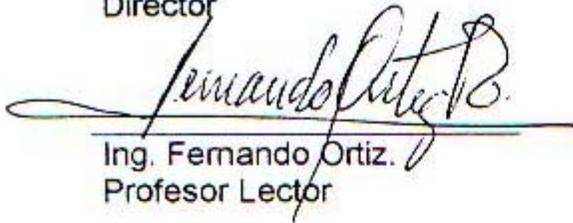
Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Giannina Ortiz Quesada, Ing. Jorge Solano Jiménez, Ing. Fernando Ortiz, Ing. Roberto Vega Guzmán, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



Ing. Giannina Ortiz
Quesada
Director



Ing. Jorge Solano Jiménez.
Profesor Guía



Ing. Fernando Ortiz.
Profesor Lector



Ing. Roberto Vega
Guzmán.
Profesora Observadora

Correlación entre pruebas destructivas y pruebas no destructivas para medir propiedades mecánicas del concreto hidráulico



Correlación entre pruebas destructivas y pruebas no destructivas para medir propiedades mecánicas del concreto hidráulico

JORGE MUÑOZ BARRANTES
ERICK RIVAS GARCÍA

Diciembre del 2003

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO.....	1
RESUMEN EJECUTIVO.....	2
INTRODUCCIÓN.....	6
METODOLOGÍA.....	7
RESULTADOS.....	27
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	38
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. ...	53
APÉNDICES.....	55
ANEXOS.....	56
REFERENCIAS.....	57

Prefacio

Actualmente en nuestro país se utilizan en mayor medida pruebas destructivas sobre el concreto para la evaluación de propiedades mecánicas, como la resistencia a la compresión simple y resistencia a la flexión (módulo de ruptura).

Estas pruebas requieren de mucho tiempo y se caracterizan por afectar el elemento estructural del que forma parte el elemento (extracción de núcleos), o de la necesidad de realizar probetas en campo; esto limita algunas veces la cantidad de testigos por ensayar, además de una disponibilidad directa del laboratorio para la realización de éstas. Las pruebas no destructivas tienen ventajas tales como: la realización in situ, un muestreo más amplio y por tanto más representativo del concreto a valorar, además de no afectar o dañar, por lo general, el elemento estructural.

Por tanto, las pruebas no destructivas resultan ser muy prácticas y de mayor rapidez de ejecución en muchas ocasiones, facilitando actividades como la inspección y la evaluación de propiedades en el sitio de obra. Se considera importante para todo ingeniero en construcción, conocer la existencia de este tipo de pruebas como una herramienta útil en el ejercicio profesional.

Las pruebas no destructivas se deben complementar (o son complemento) de los datos obtenidos de la evaluación en laboratorio con pruebas destructivas, no es recomendable su utilización sin la debida calibración de éstas mediante los ensayos destructivos de laboratorio.

Por todo lo anterior es recomendable, en el medio nacional, el uso de los ensayos no destructivos en concretos hidráulicos, justificando así ampliamente estudios, como el que se presenta en este proyecto de graduación, que correlacionen ambas técnicas de ensayos para las condiciones de nuestro ambiente.

Se plantea como objetivo primordial del proyecto la realización de correlaciones entre pruebas destructivas y otras no destructivas para medir propiedades mecánicas del concreto, considerando las características de los materiales

predominantes en el entorno nacional. Este estudio pretende la búsqueda de patrones entre las diferentes pruebas, mediante el uso de gráficos y fórmulas que relacionen las distintas propiedades del concreto en estudio.

Finalmente agradecemos al Instituto Tecnológico de Costa Rica, específicamente al CIVCO, al Instituto Costarricense del Cemento y el Concreto (ICCYC) y al Quebrador Ochomogo. Agradecemos también al Ing. Jorge Solano Jiménez por guiarnos en la ejecución del proyecto, al Ing Jorge Muñoz Araya por la asesoría y ayuda brindada en los ensayos no destructivos y al personal de laboratorio del CIVCO conformado por el Ing. Roberto Vega Guzmán, y los técnicos: Eduardo Arce Mena, Heiner Navarro Mena y Juan Carlos Coto Redondo.

Resumen Ejecutivo

A continuación se presentan tanto los procedimientos aplicados, como los resultados obtenidos de la ejecución del proyecto en cuestión. El mismo se basó en el campo de investigación de los concretos hidráulicos, específicamente en la relación que puede existir entre diferentes métodos de medición, para características del concreto, como lo son la resistencia a la compresión, la capacidad de flexión (módulo de ruptura) y el módulo de elasticidad.

Para la ejecución del proyecto se planteó la realización de correlaciones o relaciones entre dos modos de ensayo: métodos no destructivos y métodos destructivos. Estas correspondencias fueron evaluadas mediante la búsqueda de patrones sobre el comportamiento de las características del concreto ante ambas técnicas de ensayos.

La importancia del establecimiento de este tipo de correlaciones radica en la facilidad de reproducción de la metodología en la realización de proyectos, donde el control de calidad es vital para el cumplimiento de los plazos y especificaciones técnicas requeridas. La ventaja de los equipos de medición no destructivos, es la facilidad de ejecución del ensayo y la posibilidad de bajar los costos de una obra (ver Tabla RE1), como por ejemplo, generar rápidamente información in situ que permite al inspector del proyecto, o bien al ingeniero residente del proyecto, tomar decisiones a corto plazo. Es así, que para dar validez a los datos generados por medio de métodos no destructivos, se debe realizar previamente una etapa de investigación, en la cual se relacionen las mediciones de los diferentes equipos con los valores reales (mediciones destructivas) de una característica específica.

Tabla RE1: Comparación de algunos métodos de evaluación de resistencia in situ*

Ensayo	Canada				Estados Unidos			
	C	S	P	E	C	S	P	E
Martillo de Rebote	R-B	MB-E	R-B	MB-E	R	B-MB	R-B	B-MB
Prueba de penetración	R-B	MB	B	MB	B	B	B	R-B
Pullout	B-MB	B-MB	MB	B-MB	B	B	B	R-B
Ultrasonido	B-MB	MB	B-MB	B-MB	R-B	R	R-B	R-B
Maturity	R-B	R-P	B	R-P	B	P	B	P
Cilindros elaborados in-situ	MB	MB-E	MB	MB	B	B-MB	B	R-B

Donde:
 C = Confiabilidad
 S = Simpleza
 P = Presición
 E = Economía
 P = Pobre
 R = Regular
 B = Bueno
 MB = Muy bueno
 E = Excelente

Inicia entonces el proceso de investigación (etapa a la cual pertenece el presente documento) por la definición de los concretos por utilizar, para ello se requiere de diseños de mezcla que reflejen las especificaciones técnicas. Seguidamente se pasa a una fase de validación estadística, en ella se busca que el experimento sea representativo estadísticamente, con el fin de poder utilizar los datos en la realización de las diferentes mediciones; es aquí donde se realiza un diseño del experimento, utilizando en lo posible, esos datos que reflejen las condiciones reales del medio en el cual se ejecuta el proyecto o en dado caso, recomendaciones teóricas sobre desviaciones estándar y coeficientes de variación del concreto.

Ya finalizada la fase de diseño, se procede a la ejecución de los ensayos. En este punto se toman como referencia dos ensayos destructivos: la resistencia a la compresión simple y la resistencia a la flexión del concreto; mientras que

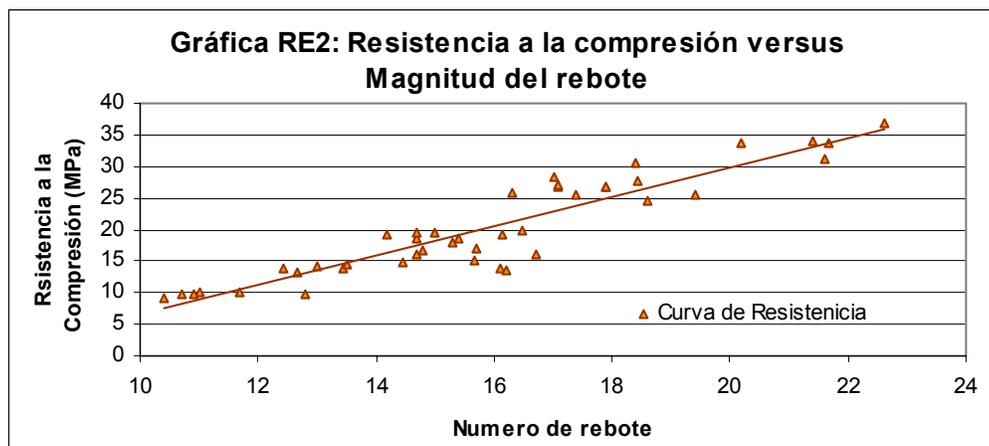
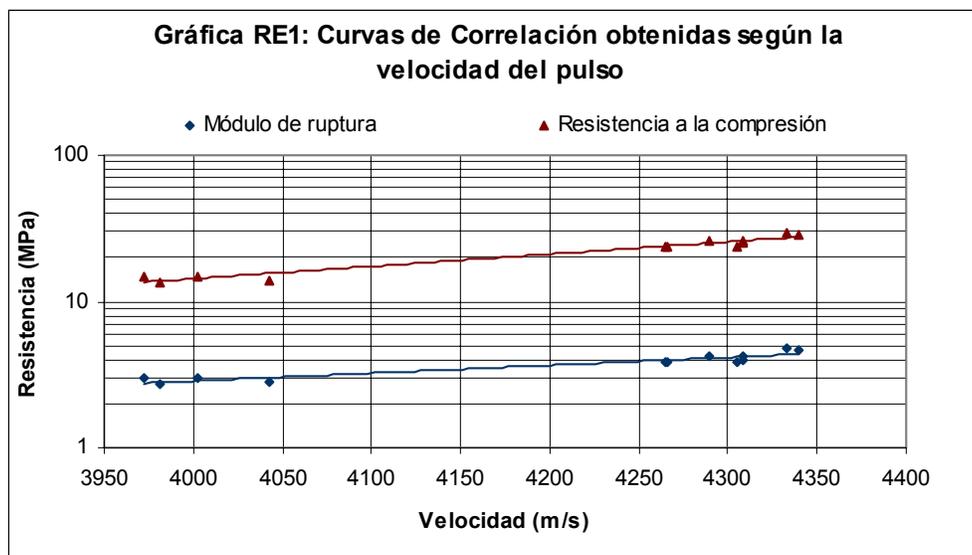
los ensayos no destructivos corresponden al ensayo de rebote, ensayo de ultrasonido y el conteo de la intensidad radioactiva.

La relación entre los ensayos es evaluada, con el fin de determinar si las pruebas y las mediciones en si, poseen relación; esto mediante la interpretación y análisis de los datos recabados.

Se llegó entonces a una etapa de resultados, en la cual se logró demostrar que con la cantidad de probetas elaboradas se cumplía (en un 95% o superior) con el 5% de error estimado. Por otro lado, se encontró que la velocidad del pulso ultrasónico puede ser utilizado en este caso, para la determinación de la

resistencia a la compresión y del módulo de ruptura, pues las curvas generadas en ambas gráficas tienen un comportamiento similar al esperado, de acuerdo con la documentación recabada. En la Gráfica RE1 se muestra la relación existente entre la resistencia a la compresión y la velocidad del pulso ultrasónico.

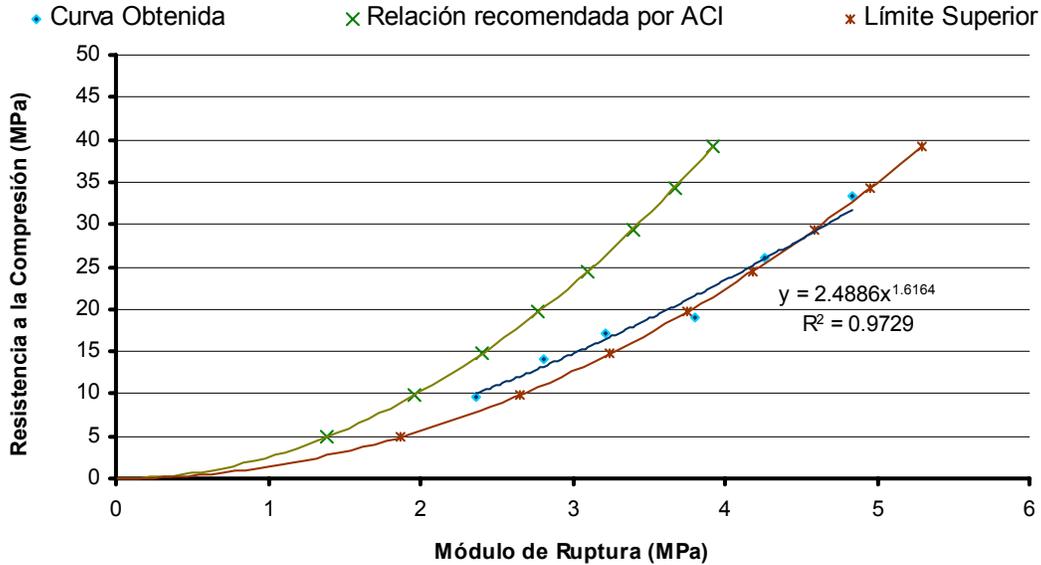
Así mismo, el número de rebote, si bien es cierto no es el mejor parámetro de medición de resistencia, debido a su alta variabilidad, presenta un comportamiento aceptable al realizar una relación del valor numérico del rebote y la resistencia a la compresión del elemento, como se muestra en la Gráfica RE2.



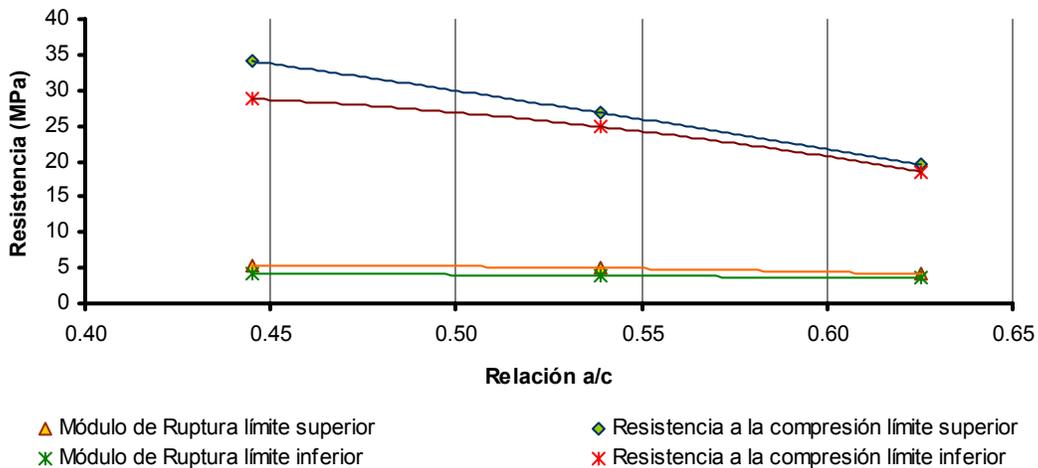
Paralelamente se estudió el comportamiento del módulo de ruptura con respecto a la resistencia a la compresión, con el fin de indagar la variación de los recomendaciones planteadas en teoría (ref. Tecnología del concreto y del mortero) para la determinación del mismo, para lo cual se obtuvo

que las muestras analizadas están dentro del rango descrito, mas los valores obtenidos son menos conservadores que los de ésta última, como se muestra en la Gráfica RE3. La relación entre los rangos de resistencia a la compresión, el M_R (valores mínimo y máximo), y la relación A/C se muestra en la gráfica RE4.

Gráfica RE3: Relación Módulo de Ruptura vs Resistencia a la Compresión



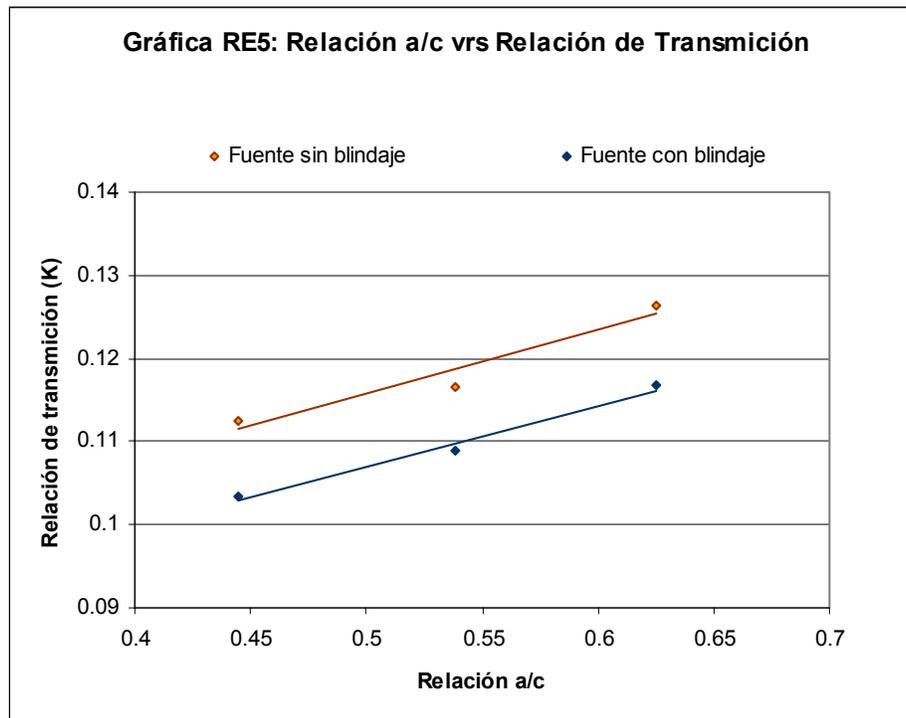
Gráfica RE4: Resistencia versus Relación a/c



En tanto para la prueba del conteo de la intensidad de la radiación para concreto fresco es importante destacar que se realizaron mediciones a dos intensidades emitidas por una fuente gamma de Cesio 137, aquí, los concretos que se evaluaron eran de densidades muy semejantes por lo que la diferencia en el conteo se atribuye a las diferencias en las dosificaciones de los materiales para cada mezcla. Los resultados se muestran en la gráfica RE5.

Entre las conclusiones más importantes se tiene que: los valores de coeficientes de variación para las pruebas de compresión simple y flexión,

resultaron aceptables según la suposición inicial realizada en el diseño del experimento, además, se demuestra que existe una relación lineal, considerada muy buena, en la gráfica de Velocidad del pulso longitudinal contra el logaritmo de la resistencia a la compresión; la respuesta al rebote no se ve afectada por las distintas variaciones en la dosificación de cada mezcla y finalmente la tasa de transferencia "K" está influenciada directamente por la composición de la dosificación cuando se tienen mezclas cuyas densidades son muy parecidas.



Introducción

El presente trabajo se enfoca al campo de los concretos hidráulicos, donde se realizan una serie de ensayos no destructivos para determinar algunas propiedades específicas en el concreto y se comparan los resultados obtenidos con los obtenidos en ensayos destructivos realizados en laboratorio.

La determinación de las propiedades del concreto (principalmente la resistencia a la compresión) se hace primordialmente por las siguientes dos razones: a) la evaluación de una estructura existente, o b) el monitoreo de las propiedades durante el desarrollo de una nueva construcción. Se da énfasis principalmente en la segunda opción, donde aspectos como el aseguramiento de la calidad, son importantes para todas las partes que involucradas en la construcción, y donde los ensayos no destructivos pueden utilizarse ampliamente en los planes de inspección de las obras.

Actualmente para cumplir con los ajustados programas de trabajo, aspectos como la remoción de las formaletas, finalización del período de curado, aplicación de la pos-tensión, entre otros; deben ser ejecutados lo más pronto posible y de manera segura. La utilización de los ensayos no destructivos in situ, facilitan la realización de estas operaciones de una manera segura. El uso de estos métodos no solo incrementa la seguridad, sino también, su utilización puede resultar en ahorros sustanciales en la construcción, por permitir mayor rapidez de ella.

La principal razón del uso de los ensayos no destructivos en sitio es estimar las propiedades del elemento sin la necesidad de extracción y ensayo de núcleos de concreto, aunque son necesarios estos para la calibración. En este estudio en particular las pruebas que se evalúan son los siguientes: ensayo de resistencia compresión simple en cilindros de concreto y ensayo de resistencia a flexión para vigas con cargas a cada tercio; y en pruebas no destructivos se tienen: ensayo del martillo de rebote, ensayo del ultrasonido y la utilización de

un medidor del conteo nuclear ("Nuclear Gauge", con una fuente de radiación gamma)

El objetivo primordial del proyecto fue la realización de correlaciones o relaciones entre pruebas destructivas y las no destructivas para medir propiedades mecánicas del concreto, a saber: resistencia a la compresión simple, resistencia a la flexión y el módulo de elasticidad, considerando las características de los materiales predominantes en el entorno nacional.

En lo que concierne a otros objetivos el proyecto consideró la búsqueda de patrones entre las diferentes pruebas, generando gráficos y fórmulas que relacionan las distintas propiedades mecánicas del concreto en estudio; así mismo, establecer las características propias de cada uno de los ensayos no destructivos analizados; dando a conocer las posibles aplicaciones de estos, y finalmente, suministrar una referencia a los profesionales interesados en el campo.

Metodología

A continuación se presenta el procedimiento que se utilizó para desarrollar el proyecto, siguiendo una secuencia lógica la cual inicia con el diseño de la mezcla y del experimento para finalizar con una explicación detallada de los ensayos o pruebas que se ejecutaron en el presente trabajo.

Es importante mencionar que la ejecución de este proyecto se llevó a cabo en el Laboratorio del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO), en época lluviosa (meses de agosto a octubre), con la utilización de materiales tales como cemento Pórtland Tipo I MP y agregados de río provenientes del cantón de Guápiles, de la provincia de Limón. Se prescindió de la aplicación de aditivos en el concreto hidráulico.

El listado de la simbología y notación utilizadas en el presente documento se encuentra en el Apéndice IV.

Diseño experimental

Fundamento teórico

Para usar un enfoque estadístico al diseñar y analizar un experimento se requiere que todos los participantes en él tengan de antemano una idea clara de qué es exactamente lo que se va a estudiar, como se van a recopilar los datos y, al menos, una idea cualitativa sobre cómo se van a analizar. A continuación, se presenta una guía de procedimiento recomendado:

Comprensión y planteamiento del problema

Este punto pudiera ser obvio, sin embargo, en la práctica no es sencillo darse cuenta de que existe un problema que requiere experimentación, ni establecer un planeamiento claro y aceptable del

mismo. Es necesario desarrollar ideas claras sobre los objetivos del experimento, de esta forma, un planteamiento claro del problema contribuye a menudo en forma sustancial al mejor conocimiento del fenómeno y de la solución adecuada del problema.

Elección de factores a evaluar y niveles de confianza.

En principio se deben seleccionar los factores que varían en el experimento, los intervalos de dicha variación y los niveles específicos a los cuales se ejecutará el experimento. También debe considerarse la forma cómo que se controlarán estos factores para mantenerlos en los valores deseados, y cómo se les medirá. Es importante investigar todos los factores que pueden ser de interés, y no depender de la experiencia pasada, en particular, en las primeras etapas de la experimentación o cuando el proceso no está muy avanzado. Cuando el objetivo es el escrutinio de factores o la caracterización de un proceso, es mejor mantener bajo el número de niveles de los factores.

Selección de la variable de respuesta

Al seleccionar la respuesta o variable dependiente, el experimentador debe estar seguro de que la respuesta que se va a medir, realmente provea información útil acerca del proceso de estudio. Con mayor frecuencia, el promedio o la desviación estándar serán la variable de respuesta. La capacidad de medición es un factor importante, pues, si la medición es deficiente sólo puede esperarse que el experimento detecte defectos relativamente grandes de los factores.

Elección del diseño experimental

Si los primeros tres pasos se han seguido de manera correcta, este cuarto paso es relativamente fácil. Para elegir el diseño es necesario considerar el tamaño de la muestra (numero de repeticiones), seleccionar un orden adecuado para los ensayos, y determinar si hay implicaciones u otras restricciones de aleatorización.

Es importante tener presentes los objetivos experimentales al escoger el diseño. En muchos experimentos de ingeniería se sabe de antemano que algunos factores producen respuestas diferentes.

Realización del experimento

Durante la ejecución del experimento es imperioso vigilar el proceso para asegurar que todo se haga conforme a lo planeado. En esta fase, los errores en el procedimiento suelen anular la validez experimental; la planeación integral es decisiva para el proceso.

Análisis de datos

Deben emplearse métodos estadísticos para el análisis de los datos, de modo que los resultados y conclusiones sean objetivos más que apreciativos. Si el experimento se diseñó correctamente y se ha realizado conforme al diseño, los métodos estadísticos que se requieren no son complicados.

Hay que recordar que los métodos estadísticos no pueden probar que un factor (o varios factores) tiene un efecto particular. Solo proporciona directrices para la veracidad y validez de los resultados. Los métodos estadísticos, aplicados adecuadamente, no permiten probar algo experimentalmente, solo permiten obtener el posible error de una conclusión, o asignar un nivel de confiabilidad a los resultados.

Conclusiones y recomendaciones

Una vez analizados los datos, el experimentador debe extraer las conclusiones prácticas de los resultados y recomendar un curso de acción. En

esta fase a menudo son útiles los métodos gráficos, en especial al presentar los resultados a otras personas.

Ejecución del diseño experimental

Para la ejecución del diseño experimental se inició con la concepción del problema, mediante el planteamiento de objetivos que respondieran a las limitaciones de recursos, tanto en el caso del tiempo, como en caso de recursos financieros. La consigna de hacer de la investigación una práctica aplicable a proyectos de envergadura, mediante la cual, los pausados controles de calidad de las obras puedan ser agilizados utilizando relaciones entre dispositivos de medición en campo, versus equipos de medición de características en laboratorio, hacen del diseño experimental un elemento de importancia al momento de dar validez al estudio.

Para la realización del proyecto se tomaron una serie de decisiones iniciales que repercutieron en el experimento, de esta forma, se delimitaron tanto los factores presentes en el medio, que afectan directamente la formulación del proyecto, como los niveles de comprobación que intervenían en el mismo. De esta forma, existe una serie de factores que fueron objeto de discusión y análisis en pro del mejor desempeño del proyecto; en este caso nos referimos a materiales por utilizar, producción de concreto, personal requerido, mediciones por efectuar y procedimientos por aplicar.

Materiales

En el caso de los materiales, se dispuso básicamente de los componentes del concreto como lo son cemento, agua, agregados y aditivos. Para el caso del cemento, el mismo resulta ser un factor que conviene ser delimitado por la utilización de un mismo tipo, en este caso se hará uso de cemento Pórtland Tipo I MP, ya que la variedad presente en el mercado no hace factible la ejecución del proyecto con variaciones del tipo de cementos; ni los objetivos de la investigación deben de ser modificados por este factor.

Por otra parte, el uso de una misma fuente de agregados responde a las limitaciones en cuanto al tamaño experimental, pues la diversidad de materiales respecto a todos los niveles de clasificación (procedencia, métodos de extracción, tamaño máximo, granulometría, etcétera) hacen que el estudio se rija por la utilización de agregados de igual procedencia.

Igualmente, el agua por utilizar corresponde básicamente a la que se encuentre presente en el lugar de trabajo, en este caso el laboratorio, la cual debe de ser potable y por tanto apta para la utilización en concretos. En este caso se optó por esta forma de trabajo dada la dificultad de almacenaje de la cantidad total por utilizar, por lo que se procederá, como se mencionó anteriormente, a la utilización del material disponible.

Por otra parte, no se utilizarán aditivos dada la gran cantidad de productos presentes en el mercado y a la diversidad de productores. La utilización de elementos que perturben las características normales del concreto, haría que el experimento aumente en proporciones exponenciales, respecto a la cantidad de variables que se quiera medir, esta es la razón primordial por la cual la investigación se limitará a la utilización de concretos normales, sin el uso de aditivos.

Producción de concreto

La producción de concreto es un factor determinante en el adecuado manejo de la investigación, para lo cual se planteó la elaboración de concreto por medios mecánicos y producidos bajo condiciones controladas de laboratorio, de esta forma se tiene un control estricto sobre las variables que intervenían, como lo es la variable humedad en los agregados. Ésta variable fue contrarrestada mediante el sondeo de las condiciones de humedad previo a la elaboración de concreto, realizando correcciones en el diseño para la producción del concreto.

Personal requerido

Tanto la elaboración del concreto, como el moldeo estuvieron directamente a cargo de los encargados de este proyecto, así como la

ejecución de algunas pruebas indirectas. Para el caso de la utilización del equipo de laboratorio para la ejecución de las pruebas destructivas los encargados de la manipulación, fueron los técnicos del laboratorio en el cual se ejecutaban las pruebas, asimismo, la manipulación del equipo utilizado en la prueba de rayos gamma fue ejecutado por personal de la Escuela de Ciencia de los Materiales. El principio básico con el que se actuó, dada la variedad de personal involucrado en la ejecución del proyecto, fue el hecho de fijar responsables específicos para la ejecución de una determinada actividad, de esta forma el encargado de la elaboración del concreto sería el mismo durante todo el proyecto, o bien, el responsable de ejecutar una determinada medición, de igual manera, debía ser fijo a fin de evitar el aumento de errores por cambios en el personal.

Mediciones a efectuar

Las mediciones por efectuar se realizaron en dos edades distintas, 7 días y 28 días principalmente, en los plazos previstos por la normativa aplicable a cada caso, con el fin de determinar tres características diferentes en el concreto como los son la resistencia a la compresión, la resistencia a la flexión y el módulo de elasticidad.

Procedimientos por aplicar

Los procedimientos aplicados corresponden principalmente a los normados por la ASTM y ACI, a todos los niveles de la ejecución de este proyecto. Estos niveles son primordialmente el diseño de las mezclas de concreto, la producción de concreto y elaboración de probetas, las pruebas al concreto fresco, y la ejecución de los ensayos tanto destructivos como no destructivos.

Parámetros de medición

Se eligió, por otra parte, la utilización de dos diferentes parámetros de medición, en primer lugar, tres diferentes niveles de resistencia correspondientes a 20,6Mpa (210kg/cm²), 24,5Mpa (250kg/cm²) y 34.3Mpa (350kg/cm²), y en segundo lugar dos diferentes edades del

concreto, siete días y veintiocho días, para tres diferentes variables de respuesta, como lo son la resistencia a la compresión, el módulo de reacción y el módulo de elasticidad.

Tamaño del experimento

El diseño experimental se efectuó de manera tal que, para cada una de las variables de respuesta se generó un dato sobre el tamaño de muestra por utilizar, para luego de analizar todas las variables y hacer uso del factor crítico para forjar la cantidad de probetas correspondiente al experimento.

El análisis de cantidad de repeticiones requiere de la utilización de desviaciones estándar de cada una de las pruebas, para lo cual se hizo uso de la Tabla M1 (ACI 214), de la cual se puede extraer información referente a los

parámetros de calidad de las mediciones del laboratorio.

Una vez escogido el nivel de precisión con el que se puede contar en el laboratorio, se pasa a la fase de determinación del intervalo sobre el cual, elementos compañeros tienen un mismo comportamiento. Para la determinación de este intervalo hacemos referencia a la siguiente ecuación:

$$\bar{R}_m = f_{cr} \cdot cv_1 \cdot d_2 \quad \text{Ec. 4.2 (ACI 214)}$$

Donde:

\bar{R}_m : Intervalo promedio en la carta de control.

cv_1 : Coeficiente de Variación, (ver Tabla M1 Normas para el Control de Concreto)

d_2 : factor para calcular la desviación estándar inherente a la prueba, (ver Tabla M2)

f_{cr} : resistencia a la compresión de diseño.

Tabla M1: Normas para el Control del Concreto*

Variación Total					
Clase de operación	Desviación estándar para diferentes normas de control (MPa)				
	Exelente	Muy buena	Buena	Regular	Pobre
Pruebas de control en campo	por debajo de 2,45	de 2,45 a 3,43	de 3,43 a 3,92	de 3,92 a 4,9	sobre 4,9
Mezclas de prueba en laboratorio	por debajo de 1,47	de 1,47 a 1,67	de 1,67 a 1,96	de 1,92 a 2,45	sobre 2,45
Variación en las pruebas					
Clase de operación	Coeficiente de Variación para diferentes normas de control, en porcentaje				
	Exelente	Muy buena	Buena	Regular	Pobre
Pruebas de control en campo	por debajo de 3	de 3 a 4	de 4 a 5	de 5 a 6	sobre 6
Mezclas de prueba en laboratorio	por debajo de 2	de 2 a 3	de 3 a 4	de 4 a 5	sobre 5

*Tomado de ACI 214

Tabla M2: Factores para calcular la desviación estándar inherente a la prueba*

No. de cilindros	d_2	$1 / d_2$
2	1.128	0.887
3	1.693	0.591
4	2.059	0.486
5	2.326	0.430
6	2.534	0.395
7	2.704	0.370
8	2.847	0.351
9	2.970	0.337
10	2.078	0.481

*Tomada de ACI 214

Un vez determinado el rango o intervalo promedio sobre el cual los elementos de las mismas condiciones de diseño de mezcla tienen un comportamiento determinado, se procede a la determinación del parámetro horizontal de la Figura M1, el cual corresponde a:

$$d = \frac{\bar{R}_m}{2 \cdot \sigma} \quad (\text{Diseño y Análisis de Experimentos})$$

Donde:

d : parámetro horizontal de la Figura M1.

σ : Desviación estándar.

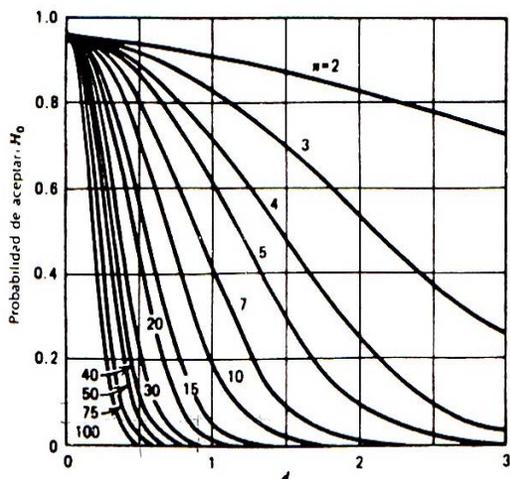


Figura M1: Curvas características de operación de pruebas "t" bilaterales con $\alpha = 0.05$. Tomado de *Diseño y análisis de experimentos*.

La Figura M1 es aplicable para un nivel de confianza del 95%, puesto que el error utilizado es de 5%. Éste gráfico establece los valores de n^* para los cuales debe diseñarse las repeticiones del experimento. La cantidad real de repeticiones a utilizar para asemejarse a las características del diseño corresponde a:

$$n^* = \frac{n + 1}{2} \quad (\text{Diseño y Análisis de Experimentos})$$

Donde:

n : es la cantidad total de repeticiones a realizar.

n^* : Aproximación de la gráfica sobre el número de repeticiones.

Solo vasta entonces, ingresar a la gráfica y determinar la cantidad preliminar de muestras por evaluar, y mediante la aplicación de la última relación, obtener la cantidad de elementos que deben de ensayar para dar una validez estadística con al menos un 95% de validez.

Ejecución del experimento

La realización de la totalidad del experimento debe de obedecer a una etapa previa de análisis que conlleve a la programación de las pruebas en un plazo establecido, sin dejar de lado las condiciones que deben de existir en el medio

para que la ejecución del o los ensayos, sea uniforme en todos los niveles que puedan presentar variación. El procedimiento antes descrito se utilizó solo para analizar la resistencia a la compresión dado que se contaba con suficientes datos para el mismo; mientras que las demás pruebas fueron analizadas una vez ejecutados los ensayos, mediante las recomendaciones del ACI 228.1 (ver Anexo IV).

Análisis de datos

En esta etapa se estudian y analizan los resultados generados por la investigación. Se debe pues, actuar con reserva al momento de proponer la relación que una característica específica pueda tener con otra del mismo concreto.

Asimismo, se debe corroborar que los supuestos iniciales sean congruentes con los resultados emitidos, mediante una retroalimentación del diseño experimental, con el fin de permitir la reproducción de estudios de manera optimizada.

Elaboración de probetas

La elaboración de probetas para la ejecución de las diferentes pruebas conlleva la aplicación de estándares que hagan de las mismas muestras representativos de las características por medir. Específicamente para el proyecto en ejecución se planteó la utilización de probetas normalizadas por ASTM, en este caso ASTM C192 Práctica estándar para la elaboración y curado de especímenes de concreto para pruebas en laboratorio. Se utilizaron mezclas de concreto diseñadas según lo establecido en el Apéndice V.

Mediante la estandarización de la elaboración de concreto en laboratorio, se busca controlar la producción de especímenes, los cuales pueden ser utilizados para obtener resultados de:

- Proporcionamiento de mezclas para un determinado proyecto.
- Evaluación de diferentes mezclas y materiales.
- Correlación con pruebas no destructivas.

– Proveer especímenes para uso investigativo.

En nuestro caso es aplicable tanto el primero como el segundo punto: proporcionamiento de mezclas para un determinado proyecto y correlación con pruebas no destructivas, respectivamente.

Equipo

Equipo de moldeo

Los moldes en general o las superficies en contacto con el concreto deben estar hechos de acero, hierro, o bien, algún material que no absorba agua y no sea reactivo con el cemento Pórtland o cementos hidráulicos contenidos en el concreto. Además, los moldes reutilizables deben estar recubiertos con una capa de aceite mineral o algún material no reactivo, para permitir el desmolde sin dañar los elementos. Así mismo, los moldes deben cumplir con las dimensiones y tolerancias específicas de cada probeta, según se estime en la norma correspondiente a la prueba a efectuar.

Equipo de compactación

En cuanto al equipo de compactación por utilizar en la elaboración de probetas, se plantean diferentes opciones como lo es el uso de varillas de dimensiones predeterminadas o bien vibradores tanto externos como internos.

En el caso de la utilización de varillas para generar energía de compactación, las mismas deben ser de las dimensiones requeridas para cada ensayo ASTM, que corresponda (ver Tabla 3), sumado a la utilización de un mazo de $0,60 \pm 0,20$ kg para generar una compactación completa.

Por otra parte, para la utilización de vibradores como medio de compactación se plantean dos opciones: vibrador externo y vibrador interno. En el primer caso, el mismo puede constar de una placa vibratoria o bien de una plancha vibratoria, las cuales, en ambos casos deben generar una frecuencia mínima de 60 Hz. En caso de aplicar vibración interna, la frecuencia mínima por utilizar corresponde a 115 Hz, y el diámetro del aparato no debe ser mayor a una cuarta parte de diámetro del cilindro, o bien una cuarta parte del ancho de la viga o el prisma que se esté moldeando.

Equipo de pruebas al concreto fresco

El equipo utilizado en la ejecución de la prueba de revenimiento debe cumplir con los requerimientos del método de prueba ASTM C143, Método de prueba de revenimiento para concreto hidráulico). Este equipo consta básicamente de un cono truncado de dimensiones establecidas como se muestra en la Figura M2, el cual se llena de concreto con tres capas del mismo espesor, compactando cada una de ellas con 25 golpes de una barra de 16 milímetros de diámetro, con una longitud de 60 centímetros.

Tabla 3: Diámetro de la Barra y Numero de Golpes a Utilizar en el Moldeo de Especímenes de Prueba*

Cilindros		
Diámetro del cilindro, mm	Diámetro de la barra, mm	Numero de Golpes / Capa
50 a <150	10	25
150	16	25
200	16	50
250	16	75
Vigas y Prismas		
Area de la Superficie de Moldeo, cm ²	Diámetro de la barra, mm	Numero de Golpes / Capa
160 o menos	10	25
165 a 310	10	1 por por cada 7cm ² de superficie
320 o más	16	1 por por cada 14cm ² de superficie

*Tomada de ASTM C192

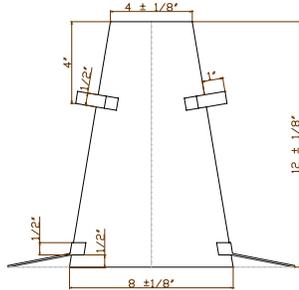


Figura M2: Molde para Prueba de Revenimiento

Por otra parte, el equipo utilizado en la determinación del peso unitario del concreto en estado fresco debe ser el especificado en el método ASTM C138, Método de Prueba para peso unitario, y contenido de aire del concreto. El equipo es básicamente un recipiente de volumen y peso debidamente calibrados, y de dimensiones establecidas que responde al tamaño máximo del agregado, según lo establecido por la normativa aplicada. Así mismo, se utiliza una barra de 16 milímetros de diámetro y 60 centímetros de largo para la compactación de la muestra, sumado a la utilización de un mazo de 600 ± 200 gramos cuando la muestra sea menor a $0,014 \text{ m}^3$, y la utilización de un mazo de 1000 ± 200 gramos cuando la muestra sea mayor a $0,014 \text{ m}^3$.

Procedimiento

En general, el volumen por producir se recomienda sea mayor en al menos un 10% del volumen requerido para la elaboración de las probetas, debido al posible desperdicio de material, y para asegurar que el concreto producido sea suficiente para el moldeo de los especímenes. Por otra parte, se debe tener claro que los volúmenes máximos que pueden ser elaborados en forma manual se limita a $0,007$ metros cúbicos, por tanto para la elaboración de mayores cantidades se debe utilizar equipo mecánico que cumpla así mismo con los requerimientos de revenimiento.

Una vez elaborada la mezcla de concreto, siguiendo el procedimiento establecido en la norma ASTM C192, se procede a elaborar los especímenes. El moldeo debe ser realizado en un sitio debidamente acondicionado, libre de vibraciones externas, y donde puedan ser almacenadas hasta su desmolde.

La cantidad específica de capas por aplicar para cada elemento se describe en la Tabla M4, según sean las condiciones geométricas y el tipo de compactación a utilizar.

Tabla M4: Numero de Capas Requerida por Especimen*

Tipo y Tamaño del Especimen	Modo de Compactación	Numero de capas de aproximadamente igual espesor
Cilindros		
Diámetro, mm		
75 a 100	Envarillado	2
150	Envarillado	3
225	Envarillado	4
más de 225	Vibración	2
Prismas		
Peralte, mm		
200	Envarillado	2
más de 200	Envarillado	3 o más
200	Vibración	1
más de 200	Vibración	2 o más

*Tomada de ASTM C31

Es trascendental tener claro que el método de compactación por utilizar debe responder tanto a las condiciones geométrica de los elementos, como a los requerimiento de la mezcla elaborada, en este último un parámetro es importante tomar en cuenta el asentamiento o revenimiento del concreto.

En caso de la utilización del envarillado como medio de compactación, como es nuestro caso, la Tabla M3 describe la cantidad específica de golpes requerida para el moldeo tanto de prismas como de cilindros, con diferentes dimensiones.

Finalmente, luego de efectuada la compactación por cualquiera de los métodos antes mencionado, se debe dar un acabado liso a la superficie.

Curado

El almacenaje inicial corresponde básicamente al lugar donde fueron elaborados los elementos, para lo cual, una vez proveído el acabado a la superficie, se debe cubrir el concreto con algún elemento que no absorba

agua, con el fin de no permitir la pérdida de agua en el concreto fresco.

La remoción de los moldes debe efectuarse a 24 ± 8 horas luego de elaborado el elemento, procediendo a el almacenaje en un medio que permita el adecuado curado del concreto, en este caso la temperatura de curado debe ser 23 ± 2 °C desde el momento del desmolde hasta el día de falla.

Pruebas destructivas

Esfuerzo por compresión en cilindros de concreto

El objetivo de esta prueba es la determinación de la capacidad de carga del concreto a una edad establecida, mediante la aplicación de fuerza axial a un elemento de dimensiones conocidas, basándose en la norma ASTM-C39-01.

Fundamento teórico

Este método consiste en la aplicación de una carga axial en compresión de sobre cilindros o bien en núcleos de concreto extraídos de las obras, a una velocidad de carga que permita que la falla sea significativa y controlada. El esfuerzo a compresión del espécimen, es calculado mediante la división de la carga máxima alcanzada durante la prueba entre el área de la sección perpendicular a la carga.

Aplicación

Se debe tener cautela al momento de la interpretación de los resultados generados en esta prueba, pues los valores obtenidos están expuestos a una serie de variables como lo son el área de la sección, la dosificación de los materiales, procedimiento de mezclado, la metodología de muestreo, moldeo y fabricación de los especímenes, sumado a la edad, temperatura y condiciones generales de curado de los elementos.

Equipo

El equipo utilizado en la ejecución de este proyecto consiste en una máquina Prensa hidráulica (ver Figura M3) que cumple con los requerimientos para la ejecución de este tipo de prácticas. En general, el equipo de carga por utilizar en la prueba tiene la suficiente capacidad para hacer frente a las proyecciones de carga esperadas



Figura M3: Máquina de compresión simple

Procedimiento

Una vez desmoldados los cilindros o bien, extraídos los núcleos de concreto, se procede a dar un curado adecuado, bajo condiciones controladas de humedad. Todas los especímenes que quieran someter a prueba deben haber tenido un curado correcto con el fin de eliminar variables al ensayo

Otro aspecto importante por tomar en cuenta son los rangos de tiempo en los cuales se requiere efectuar la práctica como se muestra en la Tabla M5.

Tabla M5: Rango de ejecución del ensayo a diferentes edades*

Edad del concreto	Tolerancia Permissible
24 h	0.5 h o 2.1%
3 días	2 h o 2.8%
7 días	6 h o 3.6%
28 días	20 h o 3%
90 días	2 días o 2.2%

*Tomada de ASTM C 39

Para efectos de la prueba, los elementos son secados superficialmente, y les es colocada una capa completamente lisa y de alta rigidez que se amolde a la superficie de cada una de las caras, con el propósito de realizar una distribución de la carga en toda el área descrita por la cara del elemento, este procedimiento de capeo de superficies está descrito en la norma ASTM-C617. Una vez colocada la capa correspondiente en cada una de las caras se inicia el proceso de falla de los elementos, para lo cual la tasa de aplicación de carga debe ser debidamente calibrada, con una aplicación continua libre de impactos. Para equipo hidráulico el rango en el cual la carga puede ser aplicada corresponde a 0,15 a 0,35 MPa/s. Esta tasa designada de movimiento, debe ser mantenida durante la ejecución de la prueba. Por último se aplica la carga hasta la falla del espécimen, anotando la carga máxima alcanzada y el tipo de fractura generada (Figura M4).

Cálculos

Las operaciones matemáticas para el cálculo del esfuerzo a compresión en este caso, son pocas,

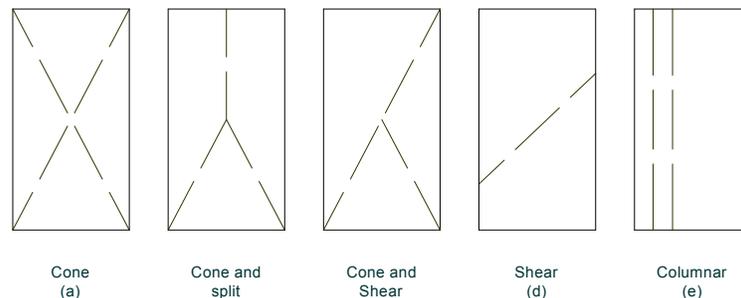


Figura M4: Tipos de falla en cilindros de concreto. Tomado de ASTM C39

basta con dividir la carga máxima aplicada entre el área de la sección como se describe en la siguiente ecuación:

$$f'c = \frac{P}{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}$$

Donde:

f'c: esfuerzo a compresión, MPa, o kg/cm².

P: carga aplicada, N, o kg.

d: diámetro del cilindro, m, o cm.

Esfuerzo a flexión del concreto

El objetivo de la prueba es determinar el esfuerzo a flexión del concreto mediante la utilización de una viga con apoyos simples, y cargas en los tercios de la separación entre apoyos, según se establece en la norma ASTM-C78-00.

Fundamento teórico

Este método es utilizado para determinar el esfuerzo a flexión de especímenes preparados y curados de acuerdo con el método de prueba ASTM-C42 o las prácticas ASTM-C31o ASTM-C192. Los resultados calculados son reportados como módulo de ruptura. El esfuerzo determinado puede variar por diferencias de tamaño, preparación, condiciones de moldeo, curado de los especímenes.

Aplicación

Una característica del concreto en estado endurecido, de gran relevancia, es la resistencia a la flexión, especialmente en estructuras de concreto simple, tales como pavimentos, en donde adicionalmente aparecen esfuerzos de tracción ocasionados por la flexión de las placas al paso de los vehículos.

Por tanto, los datos compilados en éste ensayo pueden ser utilizados en el diseño de las especificaciones técnicas de las mezclas de concreto por utilizar en la construcción de losas o bien de pavimentos, sumado a los proporcionamientos óptimos de materiales para la elaboración de concreto con características establecidas.

Equipo

El equipo consta básicamente de un sistema de apoyos simples sobre los cuales se coloca el elemento por ensayar, éste último debe estar ubicado de forma tal que la distancia mínima entre la cara de sección cuadrada y el punto de apoyo, sea 2,54 cm, asimismo, la separación entre apoyos será igual a tres veces el peralte de la viga que se somete a prueba. Por otra parte el sistema de puntos de carga deberá ser capaz de transmitir la totalidad de la carga aplicada, sin deformarse y sin generar excentricidades de carga, además, la ubicación de los puntos de carga será en los tercios de la longitud existente

entre los apoyos de la viga, como se muestra en la Figura M5.

El equipo requerido para la realización de la prueba por flexión en concreto debe tener la capacidad de mantener las separaciones especificadas con una dispersión máxima de $\pm 1,3\text{mm}$. Asimismo, los puntos de reacción deben ser completamente paralelos a la dirección de los elementos de carga.

Procedimiento

Una vez que los elementos han sido desmoldeados, los mismo son llevados a la cámara de curado en donde permanecerán hasta que sean requeridos para la prueba de flexión. En un lapso de tiempo determinado el elemento será llevado para prepararse con el fin de ser ensayado, para lo cual, en una primera instancia se eliminará el exceso de agua de la superficie hasta que el prisma tenga condiciones de superficie seca, luego, se coloca la viga sobre los puntos de apoyo (en el mismo sentido en que fue moldeado el elemento), evitando generar excentricidades tanto en la carga como en los bloques de soporte. Una vez colocado el espécimen en posición, se debe iniciar la carga del elemento y detener la misma al llegar, entre el 3 y 6% de la carga última estimada, para realizar una inspección tanto de las condiciones de apoyo como de los puntos de carga, considerando la alineación, irregularidades de la superficie de carga y posibles excentricidades con el fin de realizar el ensayo de la mejor manera.

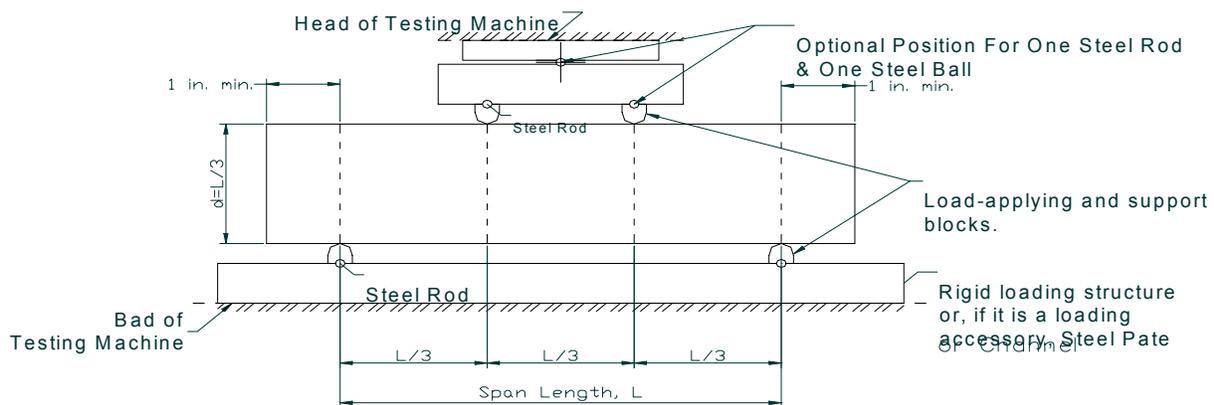


Figura M5: Esquema de equipo de carga. Tomado de ASTM C78

Finalizada la etapa de inspección y corrección, se continua con la aplicación de carga.

La carga será aplicada a una tasa constante hasta el punto de falla, esta tasa de aplicación estará entre 0,86 y 1,21 MPa/min .

Cálculos

En caso que la fractura se ubique en el tercio medio de la separación entre apoyos, el cálculo del módulo de ruptura corresponderá a:

$$R = \frac{P \cdot L}{b \cdot d^2} \quad \text{Ec.1. ASTM-C78.}$$

Donde:

- R: Módulo de Reacción, MPa.
- P: Carga aplicada, N.
- L: longitud libre entre apoyos, mm.
- b: ancho de la sección, mm.
- d: peralte de la sección, mm.

Ahora bien, si la fractura ocurre en la cara de tensión fuera del tercio medio de la separación entre apoyos, a una longitud no mayor al 5% de la longitud libre, el módulo de ruptura corresponderá a:

$$R = \frac{3 \cdot P \cdot a}{b \cdot d^2} \quad \text{Ec.2. ASTM-C78.}$$

Donde:

a: distancia entre la línea de fractura y el apoyo más cercano en la cara de tensión de la viga, mm.

Por último, en caso que la fractura se ubique fuera del tercio medio de la separación entre apoyos, a una longitud mayor al 5% de la longitud libre, el resultado de la prueba debe ser descartado.

Ensayos no destructivos

Ensayo del ultrasonido (Velocidad del pulso)

El propósito fundamental de este ensayo es determinar la velocidad de propagación de ondas de compresión (longitudinales) a través del concreto. La metodología que a continuación se presenta está basada en lo propuesto por las normas ASTM C 597-97 y ACI 228.1R-89, adicionalmente, en lo expuesto por la "Guía de ensayos no destructivos en estructuras de concreto" de la IAEA y en el manual del usuario del equipo.

Fundamento teórico

El pulso de la vibraciones horizontales (ondas longitudinales y transversales) es producida por un transductor electro-acústico (figura M6), este transductor (emisor) a su vez se mantiene en contacto con la superficie del concreto bajo prueba. Se utiliza un copulante o elemento de unión entre el concreto y el transductor (grasas, vaselina, jabones líquidos, o alguna otra sustancia recomendada por el instructivo del equipo que se utilice), cuya función es asegurar una correcta transmisión del pulso. Las primeras ondas en llegar al otro transductor (receptor) son las ondas longitudinales (ondas de compresión) y estas son convertidas en una señal eléctrica que registra el tiempo "T" de viaje de la onda de un transductor a otro.



Figura M6: Transductores

La velocidad del pulso (de las ondas de compresión) está dado por la siguiente ecuación fundamental de la física:

$$v = \frac{L}{T}$$

Donde:

v = es la velocidad del pulso longitudinal

L = es la longitud del camino

T = es el tiempo que le toma al pulso atravesar el medio

El principio de operación de los aparatos de medición de la velocidad del pulso ultrasónico se ilustra en la figura M7.

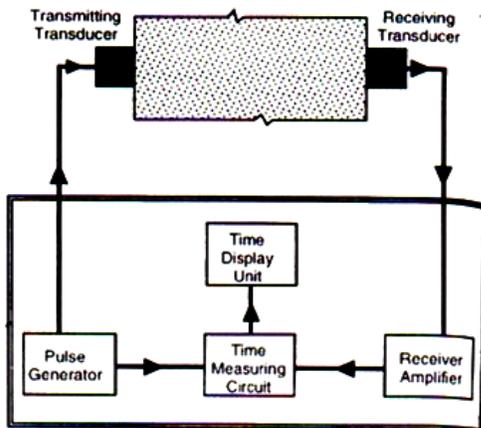


Figura M7: Operación del equipo de Ultrasonido. Tomado de ASTM C597

Equipo

El equipo consta principalmente de un generador del pulso eléctrico, un par de transductores, un amplificador, un dispositivo de medición de tiempo, una pantalla de proyección del tiempo y cables de conexión (figura M8).



Figura M8: Equipo Ultrasonido (V-Meter Mark II)

El generador del pulso consiste en un circuito que genera pulsos de voltaje (normalmente entre 500 y 1000 voltios) que debe producir como mínimo 3 pulsos por segundo. Los transductores (construidos de materiales piezoeléctricos o algún otro material sensible al voltaje) transforman los pulsos en ondas cuya frecuencia de resonancia depende del transductor que se utilice (de 20 a 150 kHz); las frecuencias

bajas son utilizadas para grandes distancias (valor de "L"), mientras que altas frecuencias son más apropiadas para distancias pequeñas (desde aproximadamente 100 mm), esto se debe a que los pulsos de alta frecuencia se atenúan más rápidamente que los de bajo frecuencia al paso a través del concreto. La máxima distancia que puede evaluarse para determinado equipo es aquella hasta la cual la precisión es del $\pm 1\%$ dado que la precisión disminuye con la distancia.

Aplicaciones

La determinación de la velocidad de transmisión de una onda longitudinal en concreto tiene entre otros las siguientes aplicaciones:

- Determinación de la uniformidad del concreto en una zona o varias zonas, así como encontrar defectos en el mismo.
- Estimación de espesores de concreto mediante el método indirecto.
- Correlación entre la velocidad y la resistencia (como por ejemplo resistencia a la compresión y flexión), como una medida de aseguramiento de la calidad.
- Estimación del módulo de elasticidad y el módulo de Poisson para el concreto.
- Determinación de la resistencia residual después de daño por incendio, entre otros.

Las lecturas de velocidad del pulso en estructuras de concreto presentan la ventaja sobre otros ensayos, pues dada su flexibilidad se realizan in situ, además, por ser un ensayo no destructivo se pueden realizar el número de lecturas que se deseen, lo que permite tener información más representativa del material que se esta evaluando. Las correlaciones para este ensayo pueden ser realizadas con especímenes elaborados en laboratorio (determinado en este trabajo) y también de probetas extraídas del lugar de trabajo.

Procedimiento (Determinación de la velocidad del pulso)

Inicialmente se coloca el copulante necesario sobre la cara de los transductores y la zona a ser evaluada (cilindro o viga en este

proyecto), además se debe determinar de la manera más precisa posible (0,5% o menor) la distancia que se utilizará entre los transductores (esta distancia corresponde a la mínima distancia posible entre los transductores).

Luego es necesario calibrar el equipo para lograr ajustar el tiempo a cero, esto se hace colocando cara a cara ambos transductores, por lo que la distancia es casi cero, o también para algunos equipos se utilizan patrones de calibración.

Seguidamente se escoge el arreglo o colocación de los transductores según sean las características del elemento que se ensayaría en campo y se obtienen medidas de tiempo. Los transductores hay colocarlos presionando ligeramente sobre la superficie del concreto y esperar a que se establezca la lectura del tiempo. Se utilizan las siguientes configuraciones de ubicación los de transductores (Figura M9):

- Caras opuestas (Transmisión directa)
- Caras adyacentes (Transmisión semi-directa)
- La misma cara (Transmisión indirecta o de superficie)

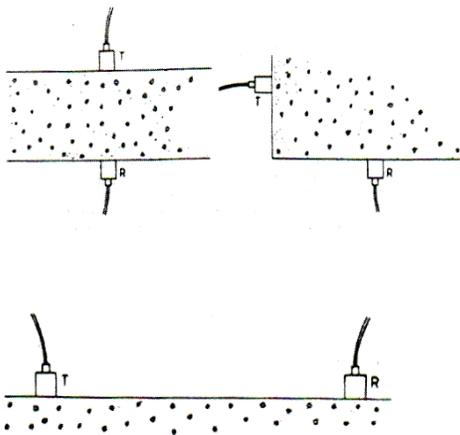


Figura M9: En la parte superior izquierda se muestra la transmisión directa y la semi-directa a la derecha, el inferior la indirecta. Tomada de *Guidebook on non-destructives testing of concrete structures*.

El arreglo de transmisión directa es el más satisfactorio porque la propagación del pulso longitudinal es principalmente normal a la cara del transductor. Ésta configuración es la más precisa de todas; para el caso de la transmisión indirecta apenas de un 1% al 3% de la energía detectada en el método directo es detectada en éste para una misma distancia de separación, por lo que,

debe ser utilizado cuando solo se tenga una cara de concreto accesible. Los resultados de velocidad para el método indirecto son más bajos que los valores de la transmisión directa en una cuantía que varía aproximadamente del 5% al 20% dependiendo de la calidad del concreto hidráulico, por ello es necesario hacer una serie de mediciones a distintas distancias para eliminar esta incertidumbre. Esto se hace como se indica en la figura M10, donde se observa como el transductor que emite la señal se mantiene fijo y se toman varias lecturas alejando el receptor a distintas distancias. Los datos adquiridos se grafican (gráfica de Distancia versus Tiempo (figura M10)) y la pendiente de la recta de mejor ajuste corresponde a la velocidad.

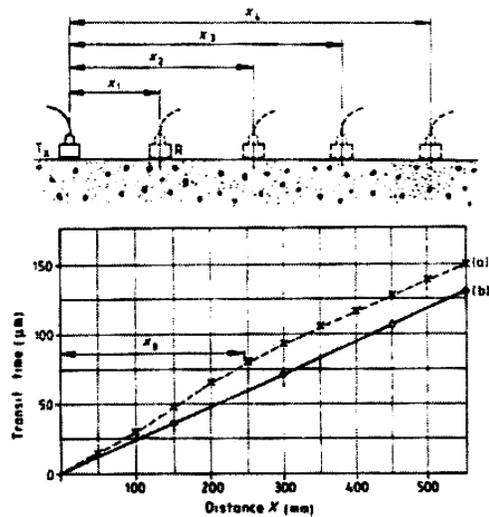


Figura M10: Método indirecto y gráfica de distancia contra tiempo generada en el método. En la línea "a" se muestra el caso donde el concreto posee la superficie endurecida. Tomada de *Guidebook on non-destructives testing of concrete structures*.

Cuando no es posible realizar una medida directa para encontrar la relación se puede tomar de manera conservadora el siguiente valor:

$$V_D = 1,05V_I$$

Donde:

V_D = Velocidad del pulso para el método directo

V_I = Velocidad del pulso para el método indirecto

El método de transmisión indirecta se ve afectado por la existencia de grietas o de otros materiales como se explica en el apéndice I. En este trabajo se utilizó el método de transmisión directa, sin embargo para el caso específico de las losas, se utiliza el método indirecto por lo que es más recomendable para este caso la calibración realizada con especímenes de campo y no los elaborados en laboratorio (los cilindros y vigas de laboratorio no son apropiados para realizar la calibración).

Para casos donde la superficie de concreto es rugosa y desnivelada en el área de prueba se debe nivelar y alisar, o utilizar algún medio como resinas epóxicas que la alisen.

Es recomendado según la norma ACI 228 que se realicen 5 lecturas de velocidad en el elemento de análisis, sin embargo para efectos de calibración se pueden realizar 3 lecturas para cada viga ó 1 lectura de velocidad en cada cilindro poco antes de que éstos sean sometidos al ensayo destructivo correspondiente. Se debe determinar el promedio de la velocidad, si se tiene para el espécimen, más de una lectura.

Factores en el concreto que afectan la velocidad del pulso

Hay algunos factores que se pueden encontrar en el concreto que afectan la lectura de la velocidad del pulso, entre ellos tenemos:

- Humedad y temperatura del concreto
- La distancia (trayectoria o camino de tránsito)
- Forma y tamaño del espécimen
- Efectos de las barras de refuerzo

Hay que tomar en cuenta los factores anteriores con el fin de corregir los valores de velocidad, según sea el caso, esto se desarrolla en el apéndice I de este trabajo.

Cálculos

Para el cálculo de la velocidad se utiliza la fórmula elemental de la física:

$$v = \frac{L}{T}$$

Donde:

v = es la velocidad del pulso longitudinal

L = es la longitud del camino

T = es el tiempo que le toma al pulso atravesar el medio

La velocidad que se obtiene depende del arreglo con el cual se realizó la prueba como se indica en el procedimiento, sin embargo, los gráficos y fórmulas se establecen para una velocidad basada en el procedimiento de transmisión directa por lo que hay que efectuar la corrección si es el caso como se describió en el procedimiento para transmisión indirecta y para el caso de la transmisión semi-directa se considera que existe una diferencia muy pequeña por lo que se toma su velocidad equivalente al caso de transmisión directa.

Existe una serie de correlaciones entre la resistencia a la compresión y la velocidad de onda, entre las cuales se presentan las siguientes suministradas por el manual del usuario:

$$f_c = \frac{10^{0,000778151 V + 0,16548568}}{14,19}; \text{ para agregado}$$

de río y calibración usando vigas

Donde:

f_c = Esfuerzo a la compresión en kg/cm²

V = Velocidad

Para el módulo de ruptura se tiene la siguiente:

$$M_K = \frac{10^{0,000547807 V + 0,25526133}}{14,19}; \text{ para una}$$

mezcla de 1:6 (cemento : agregado) y calibrado con vigas

Donde:

M_K = Módulo de ruptura en kg/cm²

V = Velocidad

Las relaciones anteriores provienen de una serie de gráficas que se presentan en el Anexo II de este trabajo. Las relaciones anteriores son restringidas para casos determinados (figura M11) y no genéricas por lo que es recomendable elaborar curvas similares a estas para cada tipo de concreto específico mediante una calibración de laboratorio.

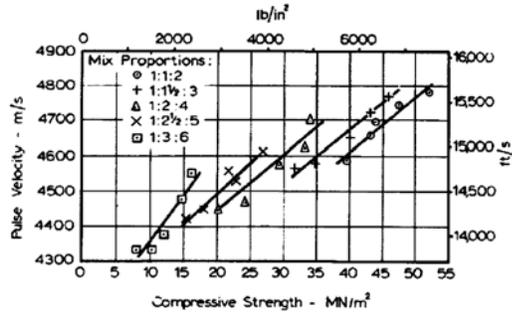


Figura M11: Variabilidad de los resultados para distintas mezclas. Tomado de *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*.

La estimación del módulo de elasticidad es menos complicada y se ha encontrado que una única curva puede ser utilizada para relacionarla con la velocidad (ver anexo II). Esta curva puede ser expresada mediante una función para el rango entre 3600 km/s y 5000 km/s como se señala a continuación:

$$E_C = 10.21(0.0166V^2 - 114.89V + 212072)$$

Donde:

E_C = Módulo de elasticidad estático en kg/cm^2

V = Velocidad

Prueba del martillo de rebote

Este ensayo determina el valor del número del rebote en concreto endurecido utilizando el denominado martillo Schmidt o martillo suizo. La metodología a continuación se basa en las normas ASTM C 805-97 y ACI 228.1R-89, adicionalmente lo establecido en la "Guía de ensayos no destructivos en estructuras de concreto" de la IAEA.

Fundamento teórico

El valor del número del martillo de rebote es en esencia una medida de dureza de la superficie del concreto. El martillo impacta sobre el concreto con una determinada cantidad de energía mediante un émbolo metálico y la distancia que el martillo rebota es medida.

Equipo para la prueba del rebote del martillo

El equipo se muestra en la figura M12.



Figura M12: Martillo Schmidt.

El equipo pesa alrededor de 1,8 kg y se utiliza tanto en laboratorio como en campo. Una vista esquemática del martillo suizo o Schmidt se presenta en la figura M13; los componentes principales incluyen el cuerpo exterior, el émbolo, el martillo y un resorte. El martillo impacta el área de émbolo y rebota, el martillo mueve el indicador que mide la distancia del rebote. La distancia del rebote es medida en una escala que va de 10 a 100 indicando el denominado "número del rebote".

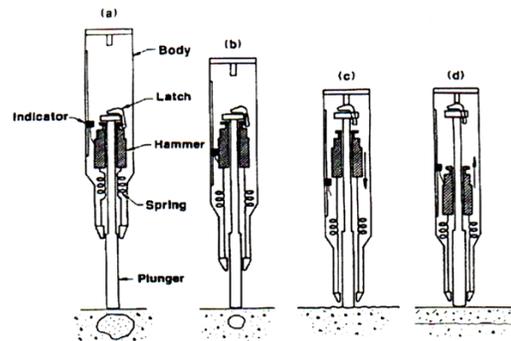


Figura M13: Componentes del martillo y su secuencia de uso. Tomado de *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*.

Aplicaciones del ensayo

Este método, muy simple de emplear, es utilizado principalmente para verificar la uniformidad del concreto, detectar áreas de concreto de pobre calidad o deteriorado y para estimar el desarrollo de la resistencia en el campo. Además se caracteriza por ser rápido y económico.

En la utilización de este método para estimar esfuerzos es necesario establecer una relación entre el valor de rebote y los esfuerzos (correlaciones) para una determinada mezcla de concreto y un aparato específico. La relación deberá ser establecida en el rango de resistencia del concreto que sea de interés. Para estimaciones de resistencia durante la construcción se debe establecer la relación para especímenes moldeados en campo o en laboratorio; para el caso de estructuras existentes se debe realizar la relación sobre núcleos de concretos tomados de los lugares en estudio.

Procedimiento

El procedimiento que se describe a continuación es el correspondiente para obtener las relaciones necesarias para la utilización de este equipo en campo como se explica en el apartado anterior. Un procedimiento de correlación típica es el siguiente:

Primero es necesario preparar cilindros de concreto de 150 mm x 300 mm que cubran el rango de resistencia y condiciones de curado que se encontrará en campo.

Cuando llegue la fecha específica en la que se quiere evaluar el concreto, coloque los cilindros en la máquina utilizada para ensayos a compresión bajo una carga aproximada al 15% de la resistencia última estimada o bien a una carga de 31 kg/cm² (3 MPa), asegurándose de que el elemento se encuentre en la condición saturada superficie seca.

Realice de 10 a 15 lecturas del martillo en distintos puntos, separados al menos 25 mm entre sí. El martillo se debe sostener firmemente y de manera perpendicular a la superficie de falla (ver figura M15), presione gradualmente el instrumento hacia la superficie de prueba hasta que el martillo impacte, y lea el valor de rebote en la escala. Se debe tratar de tomar la medida con la misma orientación del instrumento que la que se tenga cuando se utilice en campo.

Determine el promedio de las lecturas del valor de rebote para el cilindro de prueba; si alguna lectura se diferencia por 7 o más unidades en el valor de rebote, este valor debe ser eliminado, si dos o más valores se diferencian de 7 unidades se debe descartar la probeta; posteriormente repita el procedimiento anterior para todos los cilindros siguientes.

Ensaye los cilindros a compresión y grafique el valor de rebote contra la resistencia a la compresión.

Realice el ajuste de la curva mediante el método de mínimos cuadrados.

Factores que influyen en el ensayo

Aunque esta prueba se caracteriza por ser rápida y económica tiene varias limitaciones como las siguientes:

- Requiere de una superficie lisa, ensayar sobre superficies rugosas disminuirá el valor de rebote, así como superficies con algún acabado que las endurezca producirán valores más altos. Para estos casos se puede limar la zona por ser ensayada.

- No evalúa a lo interno el estado de concreto, por tratarse de un método muy superficial

- Solo el área de contacto del concreto influye el valor de rebote, por lo que se pueden obtener valores altos o bajos cuando se golpea directamente sobre el agregado o cuando se golpea sobre un vacío respectivamente.

- La orientación del martillo afecta el valor de rebote, dado que el martillo interior es afectado por la acción de la gravedad, así entonces, se tendrán valores distintos según se varíe el ángulo respecto de la horizontal (los instrumentos usualmente traen factores de corrección, ver figura M14).

- La forma, el tamaño y la rigidez del espécimen afectan el valor de rebote, así entonces, si el elemento tiene algún movimiento cuando se golpea con el martillo, se debe rigidizar de alguna forma.

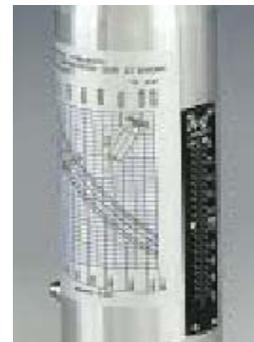


Figura M14: Gráfica de variación del valor de rebote según la orientación del martillo.

- La humedad interna y de la superficie del espécimen.
- El tipo de agregado y de cemento que se utiliza.
- Se sugiere en este método utilizar las gráficas y ecuaciones suministradas por el equipo solo como un valor, seguramente, poco aproximado al real y se recomienda hacer siempre una calibración del equipo para el determinado elemento por evaluar.

Cálculos

Del valor promedio del número de rebote se puede hacer la siguiente aproximación de la resistencia según se especifica en el equipo:

$$f'c = 173.04 \cdot N + 104.9$$

Donde:

N: corresponde al valor de rebote.

El anterior es sólo un valor aproximado por lo que se recomienda una relación propia para cada concreto específico.

Medidor nuclear

Esto tipos de ensayos se utilizan principalmente en la industria para determinar las densidades en sitio, tanto del concreto hidráulico fresco como del endurecido, mediante los siguientes dos métodos:

- Transmisión Directa
- Retro-transmisión (Backscatter)

El primero es el que se desarrolla en este proyecto y se utilizó para evaluar concreto fresco. El procedimiento que se sigue a continuación se basa en la norma ASTM C-1040 y en lo expuesto por la "Guía de ensayos no destructivos en estructuras de concreto" de la IAEA.

Fundamento teórico

La intensidad de un haz de rayos X o Gamma sufre una pérdida de su intensidad cuando pasa a través de algún material. Este fenómeno se debe

a la absorción o al rebote de la radiación sobre el material que es expuesto. La cantidad de radiación que se pierde depende de la calidad de la radiación, de la densidad del material y del espesor evaluado. El haz de radiación, que emerge del material es detectado por algún detector de radiación gamma (como un tubo Geiger-Müller), una cámara de centelleo o algún otro contador proporcional; también se puede someter a una película sensible a la radiación para revelar distintas densidades (principalmente para detectar defectos).

La relación entre la intensidad de los fotones incidentes y transmitidos es la siguiente:

$$I = I_0 e^{-\mu x}$$

Donde:

I : Intensidad transmitida del fotón

*I*₀ : Intensidad incidente del fotón

μ : Coeficiente de atenuación

x : Espesor del objeto

La figura M15 ilustra esta relación, se muestran casos donde la absorción es menor por alguna circunstancia en el concreto (menor espesor y un vacío).

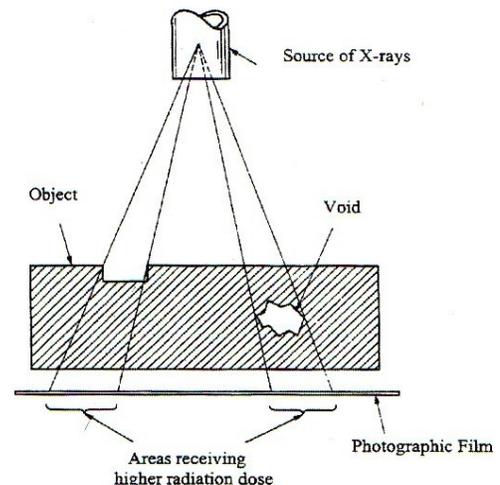


Figura M15: Emisión de rayos X.

Las curvas de calibración de densidad contra conteo ("*C_N*" conteo de desintegraciones nucleares por segundo) son propias de cada equipo y varían en el tiempo porque la fuente va

perdiendo intensidad por lo que hay que estar calibrando constantemente los equipos contra un patrón de calibración y además es recomendable seguir las recomendaciones de la ASTM C-1040 que se incluye en el anexo I.

Es recomendable utilizar una expresión más objetiva como lo es la relación de transmisión “K” que corresponde al valor del conteo con material entre el valor del conteo sin material (en este caso el concreto), manteniendo siempre las condiciones iguales para ambas medidas como la distancia y el lugar en que se realiza la prueba (por la existencia de un conteo ambiental variable); el valor de K tiene un máximo de 1 cuando en espesor del material evaluado es igual a cero. El anexo IV presenta una gráfica en donde se obtuvieron los valores de la densidad en función del valor de K y del espesor del material.

Equipos

En lo concerniente a las fuentes de radiación Gamma (figura M16), la fuente del isótopo radiactivo produce radiación por transiciones de energía nuclear, la fuente emite fotones continuamente y no requiere electricidad.



Figura M16: Fuente de Cesio 137. Fue la utilizada en este proyecto.

Las características de las fuentes de radiación Gamma son las siguientes:

- Vida Media: es el período de tiempo requerido para que la intensidad de la radiación descienda a la mitad de su valor inicial.

- Actividad: es dada por el número de átomos de la sustancia que se desintegra en un tiempo dado. Su unidad es el becquerel; y esta es la “cantidad de cualquier sustancia radiactiva para la cual el número de desintegraciones por segundo es igual a 1”

$$1 \text{ curie} = 3.7 \times 10^{10} \text{ Bq}$$

- Röntgen hora metro (RHM) por curie (Ci) es la intensidad de radiación de la fuente. Algunos isótopos radiactivos comunes en radiografía son los que se presentan a continuación en la Tabla M6:

Tabla M6: Isótopos usuales en radiografía

Fuente	Vida Media	Energía (MeV)	RHM por Ci
Co60	5,3 años	1,332 1,173	1,3 R
Cs137	30,3 años	0,662	0,33 R
Ir192	74 días	0,317 0,468	0,55 R

- Valor de capa medio (HVL “half value layer”) es el espesor del material que reduce la intensidad a la mitad. Algunas valores de HVL se muestran en la tabla M7.

Tabla M7: HVL de algunos materiales

Material	HVL (mm)			
	Co ₆₀	Cs ₁₃₇	Ir ₁₉₂	Ra ₂₂₆
Plomo	12,45	6,35	4,83	14,22
Cobre	21,08	16,51	14,48	22,1
Hierro	22,1	17,23	15,49	23,11
Zinc	26,57	20,57	18,54	27,43
Aluminio o Concreto	68,58	55,34	48,26	73,66

La fuente es el elemento esencial del aparato (y el de más cuidado), pero además este está constituido por un detector y un instrumento de salida de datos (ver figura M19) un equipo usual para este tipo de prueba (no fue utilizado este equipo en el proyecto) es el que se muestra en las Figuras M17 – M18 donde se muestra su funcionamiento en transmisión directa y en retro-transmisión.

Además se debe señalar que estos tipos de equipos no limitan su utilización a concreto hidráulico, sino también se utiliza para evaluar suelos y concretos asfálticos (principalmente como un control de compactación). Además de este equipo es necesario un molde de 600 mm x 600 mm de base por 100 mm de altura para realizar específicamente la prueba de transmisión directa.

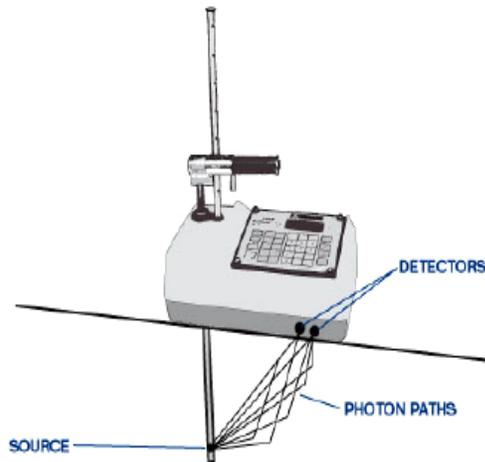


Figura M17: Funcionamiento transmisión Directa



Figura M18: Funcionamiento retro-transmisión



Figura M19: A la derecha un detector (cámara de centelleo), y a la izquierda un aparato de salida de datos; ambos utilizados en la prueba.

Aplicaciones

Estos métodos son útiles y rápidos, para determinar, entre otros, la densidad in situ del concreto fresco o endurecido, determinar la ubicación y profundidad del acero de refuerzo, y la detección de defectos varios en el concreto entre otros. Además el equipo se puede utilizar en concretos asfálticos y en suelos.

También se analiza en este trabajo el efecto que tiene la composición química del concreto, para densidades muy parecidas, en la determinación de otras propiedades.

Procedimiento

El procedimiento que se describe a continuación se basa principalmente en la norma ASTM C-1040, sin embargo no se cuenta con el equipo adecuado (específicamente no se cuenta con el tipo de equipo (un gammadensímetro nuclear como el de las figuras M17 – M18) para cumplir con algunos de los aspectos de calibración), entonces se realizó una adaptación a la norma la cual se describe a continuación, en este apartado.

Primero es recomendable hacer lecturas del conteo ambiental del sitio, principalmente cuando la intensidad de la fuente es baja por ser donde va a tener mayor repercusión en el valor de K.

Luego se prepara la mezcla de concreto similar en composición a la que se va a evaluar posteriormente, y llene el recipiente de calibración (molde de 600 mm x 600 mm de base por 100 mm de altura) y compáctese hasta producir un material homogéneo y uniforme con aproximadamente la misma densidad que la esperada en sitio (compáctese según la norma ASTM C-138); luego se debe dar un acabado liso a la superficie.

Pese el recipiente con el material, luego, lo más pronto posible realice mediciones de transmisión directa en al menos 3 lugares en el contenedor, no muy cerca de la orilla del contenedor y con la mayor separación posible entre cada lectura.

Se toman al menos 3 lecturas de conteo en cada lugar o posición, se debe esperar inicialmente un tiempo para que se establezca el conteo, luego se toman lecturas a iguales espaciamientos de tiempo (entre mayor sea el tiempo entre lectura este será más representativo). Se debe tratar de que la separación entre la fuente y el contador sea la misma dado a que pequeñas diferencias afectan considerablemente el valor del conteo; para este efecto se utilizó unos carriles con marcas y un carro sobre el cual se montó el molde y la fuente se mantuvo fija mientras que el recipiente y el contador son los que se mueven (ver la figura M20)

Luego repita el mismo procedimiento en al menos dos mezclas adicionales guardando las mismas proporciones.

Finalmente siga el mismo procedimiento en lo que respecta a la toma de lecturas de conteo, solo que esta vez el recipiente se encuentra vacío y limpio, conservando siempre la mismas distancias a la hora de realizar las lecturas.

Es importante recordar también, a la hora de utilizar estos equipos, tener en cuenta las consideraciones de seguridad radiológica.

Cálculos

Teniendo el peso y el volumen del recipiente de calibración calcule la densidad de la siguiente manera:

$$D_C = \frac{P_C}{V}$$

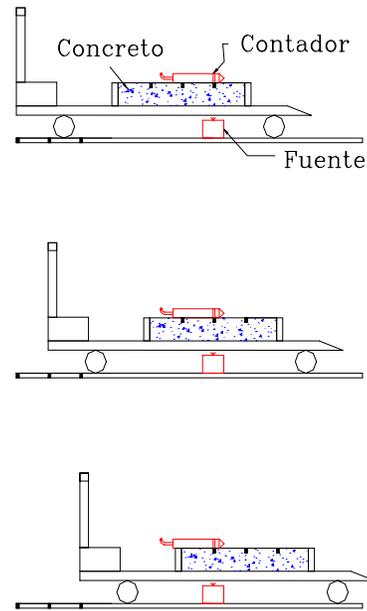


Figura M20: Distintas posiciones para tomar las lecturas de conteo.

Donde:

- P_C : peso del concreto fresco (kg).
- V : volumen calibrado del recipiente (m^3).
- D_C : densidad del concreto (kg/m^3).

Determine el promedio de las densidades para cada una de las tres mezclas, si alguna se diferencia en más de $24 kg/m^3$, descarte este valor y calcule el promedio sobre los dos restantes.

Luego con los valores de conteo determine el factor "K" de la siguiente manera:

$$K = \frac{N_{CC}}{N_{CS}}$$

Donde:

N_{CC} : Valor del número de conteo con concreto en el recipiente (sin tomar en cuenta la radiación del medio ambiente).

N_{CS} : Valor del número de conteo sin concreto en el recipiente (sin tomar en cuenta la radiación del medio ambiente).

K: Relación de transmisión.

Resultados

En este apartado se muestran los resultados obtenidos mediante la aplicación de las distintas metodologías expuestas en el capítulo anterior. Se presentan los resúmenes de los resultados en forma de tablas y gráficos siguiendo la misma secuencia que se siguió en la metodología.

Es importante recalcar al iniciar este apartado, que el proyecto se desarrolló en el laboratorio del Centro de Investigación en vivienda y Construcción (CIVCO), en el Instituto Tecnológico de Costa Rica durante el segundo semestre del 2003 que corresponde a la época de mayor intensidad de lluvia en nuestro país.

Diseño experimental

En lo concerniente al diseño del experimento, el procedimiento descrito en la metodología se aplicó para determinar el número de especímenes de las pruebas destructivas, específicamente la resistencia a la compresión y el módulo de ruptura, donde se cuenta con los datos necesarios para realizarlo.

Para el caso de la resistencia a la compresión se tiene un rango R_m de 3,225 MPa (al caso más crítico el de 20.6 MPa) correspondiente a un 5% del coeficiente de variación, el cual es considerado como máximo para un buen control, además se supone una desviación estándar de 1.67 MPa (según tabla M1, también hay que hacer la salvedad que esta desviación es un supuesto) para lo que se obtiene que son necesarias 8 repeticiones para un 95% de confianza.

En lo concerniente a la resistencia a la flexión, se tiene un rango R_m de 1,40 MPa (al caso más crítico el de 3,09 MPa aproximado) correspondiente a un 16% del coeficiente de variación que es considerado como el rango máximo tolerable para esta prueba, además se supone una desviación estándar de 0,22 MPa (según lo recomendado en la norma ASTM C-78)

para lo que se obtiene que son necesarias 3 réplicas con un 95% de confianza.

En lo concerniente a la pruebas no destructivas para el caso del ultrasonido se recomienda elaborar 5 mediciones (según la norma ACI 228.1), para el caso del martillo Schmitd, se establece realizar al menos 15 lecturas (según la norma ACI 228.1); aquí hay que recordar que se tienen 10 lecturas para cada probeta; finalmente en lo concerniente a las pruebas de medición nuclear se recomienda lo especificado en la norma ASTM C-1040.

Por tanto el dato más crítico es el de 8 probetas. El diseño se resume en el tabla R1.

Cuadro R1: Resultados del diseño de experimento

Prueba	Rango (MPa)	Número de réplicas necesarias	Probetas Necesarias
Compresión	3.225	8	8
Flexión	1,40	3	3
Martillo Schmitd	no esp	15	2
Ultrasonido	no esp	5	5

Siendo el 8 el valor de probetas crítico, un resumen de los elementos inicialmente estimados para cada ensayo se presenta en la Tabla R2. En la Tabla R3 se muestran el número de probetas elaboradas durante el desarrollo de este proyecto; aquí cabe destacar que se elaboraron elementos adicionales cuyas propiedades fueron evaluadas a 3 y 14 días, además para la resistencia teórica de 34,3 MPa a 28 días, se eliminaron los resultados obtenidos de los elementos correspondientes a la mezcla número tres.

Tabla R2: Descripción del experimento (estimación preliminar del número de repeticiones)

	Resistencia Teórica					
	20,6 MPa		27,5 MPa		34,3 MPa	
	7 días	28 días	7 días	28 días	7 días	28 días
Dosificación de mezcla						
Diseño de mezcla		9		9		9
Ensayos destructivos						
Resistencia a la flexión	8	8	8	8	8	8
Resistencia a la compresión	8	8	8	8	8	8

Tabla R3: Descripción del experimento (número de repeticiones ejecutadas)

	Resistencia Teórica					
	20,6 MPa		27,5 MPa		34,3 MPa	
	7 días	28 días	7 días	28 días	7 días	28 días
Dosificación de mezcla						
Diseño de mezcla		9		9		9
Ensayos destructivos						
Resistencia a la flexión	8	8	8	7	7	6
Resistencia a la compresión	8	5	8	8	6	7
	3 días	14 días	3 días	14 días	3 días	14 días
Resistencia a la compresión	3	6	3	3	3	3

Diseño de mezclas

Para el diseño mezclas se trató de lograr una resistencia promedio determinada (lo más cercana posible a la resistencia teórica dado a que no es el interés de este proyecto superar con cierta seguridad este valor). Las proporciones encontradas luego de realizar 26 cilindros preliminares para evaluar el diseño, son las siguientes:

Tabla R4: Resistencia Teórica 20,6 Mpa (210 kg/cm²)

Dosificación por peso	
Cemento	1,00
Agua	0,78
Agregado Grueso <small>SECO</small>	2,97
Agregado Fino <small>SECO</small>	2,63

Tabla R5: Resistencia Teórica 27,5 Mpa (280 kg/cm²)

Dosificación por peso	
Cemento	1,00
Agua	0,67
Agregado Grueso <small>SECO</small>	2,57
Agregado Fino <small>SECO</small>	2,14

Tabla R6: Resistencia Teórica 34,3 Mpa (350 kg/cm²)

Dosificación por peso	
Cemento	1,00
Agua	0,54
Agregado Grueso <small>SECO</small>	2,14
Agregado Fino <small>SECO</small>	1,60

Luego las características que mostró el concreto fresco para cada una de sus resistencias teóricas (esperadas) a 28 días corresponde a los siguientes promedios de revenimiento y densidades fresco:

Tabla R7: Características de las mezclas

Resistencia Teórica	Revenimiento (cm)	Densidad concreto fresco (kg/m ³)
A: 20,6MPa	18,5	2382,5
B: 27,5MPa	16,1	2399,1
C: 34,3MPa	13,3	2391,1

Pruebas destructivas

Esfuerzo a compresión en cilindros de concreto

Se tienen los siguientes resultados al fallar cilindros a 7 días (24 cilindros), a 28 días (21 cilindros, porque se fallaron 3 de las probetas a 14 días en lugar de 28 días) y adicionalmente se tomaron datos complementarios a 3 y 14 días, un total de 9 y 12 cilindros respectivamente (3 cilindros adicionales para 14 días como se explica anteriormente). Se ensayaron un total de 66 elementos (los elementos con fondo rojo fueron eliminados) y los resultados son los siguientes:

Tabla R8: 20,6 MPa a 7 Días

Especimen	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
AM1-C1	9.74	99.26
AM1-C3	7.94	80.98
AM2-C2	8.31	84.70
AM3-C1	10.09	102.86
AM3-C3	9.95	101.38
AM4-C2	9.18	93.54
AM5-C1	9.64	98.29
AM6-C1	9.72	99.11
Promedio	9.32	
"S" (MPa)	0.79	
CV	8.5%	

Tabla R9: 27,5 MPa 7 Días

Especimen	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
BM1-C1	16.50	168.16
BM1-C3	16.28	165.92
BM2-C1	15.27	155.61
BM2-C3	14.76	150.41
BM6-C2	12.58	128.27
BM6-C4	13.25	135.10
BM6-C6	12.38	126.22
BM6-C8	13.74	140.10
Promedio	14.34	
"S" (MPa)	1.60	
CV	11.1%	

Tabla R10: 34,3 MPa 7 Días

Especimen	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
CM1-C1	16.74	170.61
CM1-C3	16.94	172.65
CM2-C2	16.02	163.27
CM3-C1	20.72	211.22
CM3-C3	21.91	223.37
CM4-C2	17.82	181.63
CM5-C1	16.18	164.90
CM6-C1	19.42	197.96
Promedio	17.18	
"S" (MPa)	1.27	
CV	7.4%	



Figura R1: falla típica de cilindros de 34.3 MPa a los 7 días, falla por punzonamiento.

Tabla R11: 20,6 MPa 28 Días

Especimen	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
AM3-C2	19.19	195.61
AM4-C1	18.67	190.31
AM4-C3	18.62	189.80
AM5-C2	18.59	189.49
AM6-C2	19.53	199.08
Promedio	18.92	
"S" (MPa)	0.42	
CV	2.2%	

Tabla R12: 27,5 MPa 28 Días

Especimen	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
BM1-C2	26.87	273.88
BM1-C4	26.64	271.53
BM2-C1	24.90	253.78
BM2-C3	25.39	258.78
BM6-C1	25.37	258.57
BM6-C3	26.74	272.55
BM6-C5	25.70	261.94
BM6-C7	25.04	255.20
Promedio	25.83	
"S" (MPa)	0.80	
CV	3.1%	



Figura R2: cilindro BM1-C4 fallado a los 28 días, falla por punzonamiento.

Tabla R13: 34,3 MPa 28 Días

Especimen	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
CM1-C2	28.83	293.88
CM2-C1	30.59	311.84
CM2-C3	29.05	296.12
CM3-C2	36.90	376.12
CM4-C1	33.67	343.27
CM4-C3	34.12	347.86
CM5-C2	31.16	317.65
CM6-C2	33.58	342.35
Promedio	31.57	
"S" (MPa)	2.24	
CV	7.08%	

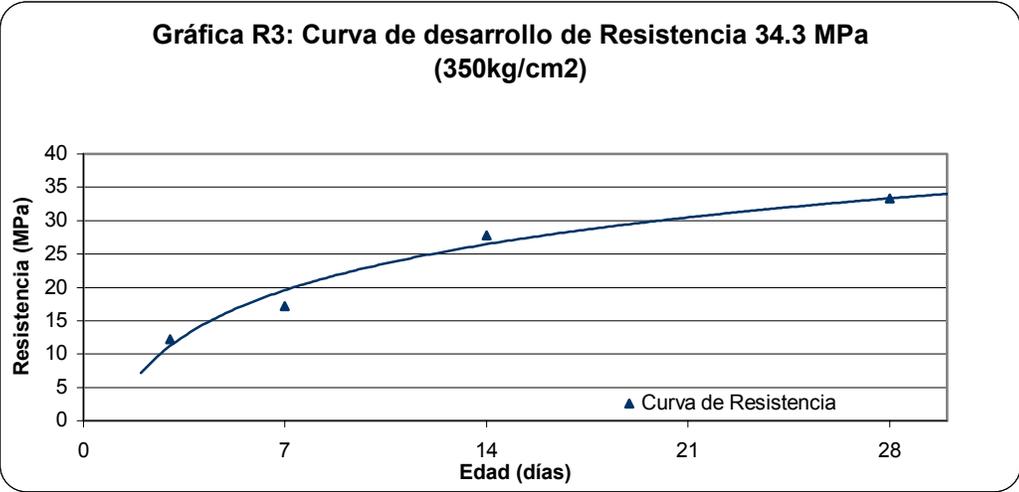
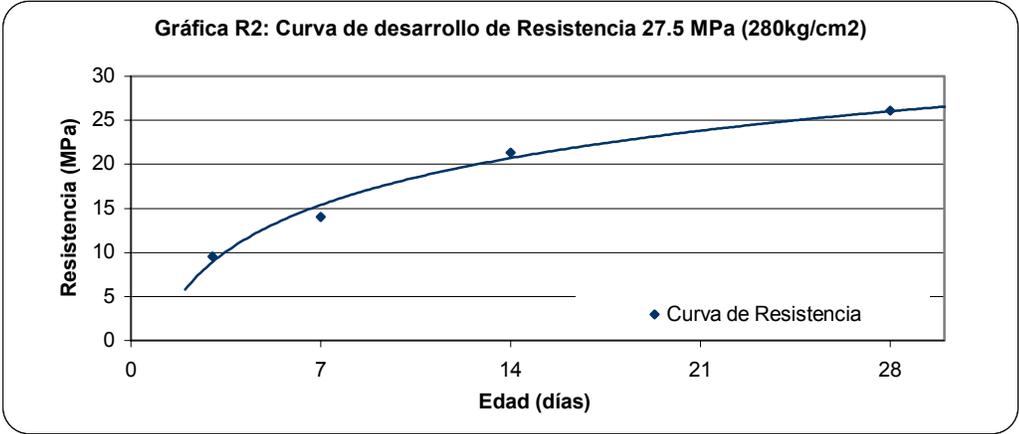
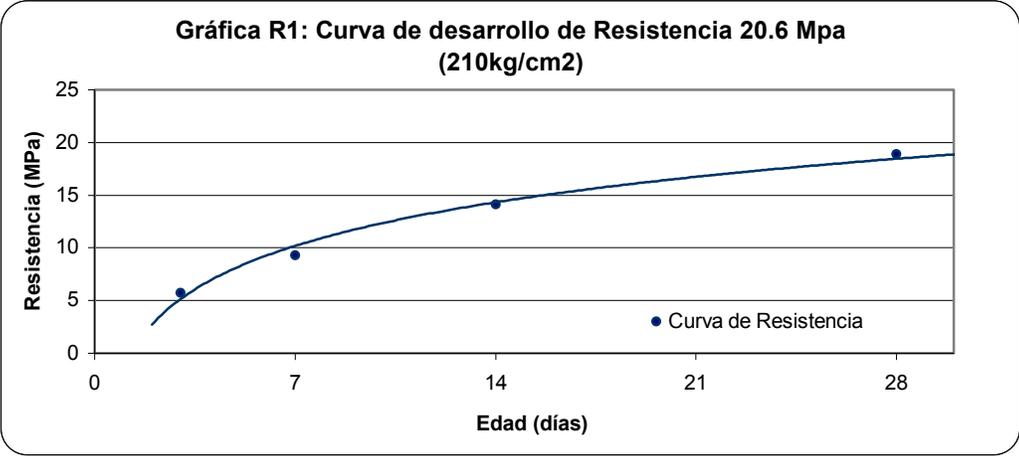
Tabla R14: Datos a 3 Días

Especimen	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
AM7-C3	6.13	62.50
AM7-C5	5.52	56.31
AM7-C6	5.55	56.56
BM7-C1	10.53	107.34
BM7-C2	10.17	103.67
BM7-C3	7.89	80.43
CM7-C2	12.10	123.34
CM7-C5	12.44	126.81
CM7-C6	12.26	124.97

Tabla R15: Datos a 14 Días

Espécimen	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)
AM7-C1	13.76	140.31
AM7-C2	14.04	143.08
AM7-C4	14.60	148.86
BM7-C4	19.35	197.26
BM7-C5	19.92	203.02
BM7-C6	24.64	251.19
CM7-C1	27.78	283.17
CM7-C3	27.22	277.46
CM7-C4	28.28	288.27

A continuación se presentan las curvas de ganancia de resistencia que se encontraron. Es importante resaltar que éstas son válidas para el rango que va de los 3 días a los 28 días.



Seguidamente se muestran los valores obtenidos de para el caso de módulo de elasticidad, encontrando el valor de la resistencia del elemento evaluado, el módulo de elasticidad del elemento y el valor teórico correspondiente, según corresponda la edad a la cual se efectuó la medición.

Tabla R16: Resumen de módulo de elasticidad 7 días

Elemento	f'_c (MPa)	Módulo de elasticidad real (MPa)	Módulo de elasticidad Teórico (MPa)
AM3-C1	10.09	1.01E+05	1.53E+05
AM5-C1	9.64	1.08E+05	1.50E+05
AM6-C1	9.72	8.55E+04	1.50E+05
BM1-C1	15.04	1.59E+05	1.87E+05
BM1-C3	14.84	1.54E+05	1.86E+05
BM6-C4	13.25	1.29E+05	1.76E+05
CM3-C1	20.72	2.24E+05	2.19E+05
CM4-C2	17.82	2.88E+05	2.04E+05
CM5-C1	16.18	1.84E+05	1.94E+05

Tabla R17: Resumen de módulo de elasticidad 28 días

Elemento	f'_c (MPa)	Módulo de elasticidad real (MPa)	Módulo de elasticidad Teórico (MPa)
AM3-C2	19.19	1.91E+05	2.11E+05
AM5-C2	18.59	1.88E+05	2.08E+05
AM4-C1	18.67	1.74E+05	2.08E+05
BM1-C2	26.87	2.41E+05	2.50E+05
BM1-C4	26.64	2.58E+05	2.49E+05
BM6-C5	25.70	2.22E+05	2.44E+05
CM4-C1	33.67	2.90E+05	2.80E+05
CM4-C3	34.13	2.93E+05	2.82E+05
CM6-C2	33.58	3.33E+05	2.79E+05

Tabla R18: Resumen de módulo de elasticidad 7 días

Resistencia (MPa)	Módulo de elasticidad real (MPa)	Módulo de elasticidad Teórico (MPa)
9.82	9.81E+04	1.51E+05
14.38	1.47E+05	1.83E+05
18.24	2.32E+05	2.06E+05

Tabla R19: Resumen de módulo de elasticidad 28 días

Resistencia (MPa)	Módulo de elasticidad real (MPa)	Módulo de elasticidad Teórico (MPa)
18.82	1.84E+05	2.09E+05
26.40	2.40E+05	2.48E+05
33.79	3.05E+05	2.80E+05



Figura R3: Control de deformación del elemento.

Esfuerzo a flexión del concreto

En este apartado se muestran los valores concernientes a módulo de elasticidad, para diferentes edades (7 y 28 días), según corresponda para cada elemento.



Figura R4: Falla a flexión del elemento.

Tabla R22: 34,3 MPa 7 Días

Especimen	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)
CM1-V2	2.75	28.03
CM2-V1	3.42	34.91
CM2-V3	2.87	29.28
CM3-V1	3.45	35.13
CM4-V2	3.09	31.54
CM4-V3	3.11	31.74
CM5-V1	2.63	26.86
CM6-CV	3.32	33.85
Promedio	3.03	
"S" (MPa)	0.29	
CV	9.6%	

Tabla R20: 20,6 MPa 7 Días

Especimen	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)
AM1-V1	2.52	25.67
AM1-V3	2.53	25.75
AM2-V1	2.10	21.36
AM3-V3	2.49	25.38
AM4-V1	2.21	22.53
AM4-V3	2.10	21.36
AM5-V2	2.24	22.82
AM6-V2	2.19	22.31
Promedio	2.30	
"S" (MPa)	0.19	
CV	8.1%	

Tabla R23: 20,6 MPa 28 Días

Especimen	Módulo de Ruptura (Mpa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)
AM1-V2	3.75	38.25
AM2-V2	3.65	37.24
AM2-V3	3.82	38.94
AM3-V2	4.02	41.00
AM3-V1	3.82	38.95
AM4-V2	3.84	39.13
AM5-V1	4.09	41.68
AM6-V1	3.95	40.29
Promedio	3.87	
"S" (MPa)	0.14	
CV	3.71%	

Tabla R21: 27,5 MPa 7 Días

Especimen	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)
BM1-V2	3.36	34.23
BM2-V2	3.42	34.81
BM3-V1	2.94	29.99
BM3-V3	2.93	29.83
BM4-V1	2.78	28.36
BM4-V2	2.70	27.56
BM5-V2	2.78	28.29
BM5-V3	2.76	28.14
Promedio	2.81	
"S" (MPa)	0.10	
CV	3.4%	

Tabla R24: 27,5 MPa 28 Días

Especimen	Módulo de Ruptura (Mpa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)
BM1-V1	3.88	39.56
BM2-V1	4.99	50.86
BM3-V2	4.17	42.47
BM4-V3	4.16	42.43
BM5-V4	4.15	42.30
BM5-V1	3.91	39.87
BM4-V4	4.22	42.97
Promedio	4.21	
"S" (MPa)	0.37	
CV	8.7%	

Tabla R25: 34,3 MPa 28 Días

Especimen	Módulo de Ruptura (Mpa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)
CM1-V1	4.91	50.04
CM1-V3	4.80	48.90
CM2-V2	4.34	44.19
CM3-V2	4.83	49.28
CM3-V3	3.54	36.09
CM4-V1	5.31	54.17
CM5-V2	4.82	49.14
CM6-V1	5.29	53.91
Promedio	4.91	
"S" (MPa)	0.36	
CV	7.38%	

Tabla R26: Velocidades del pulso para 27,5 Mpa (7 días)

Cilindros	Velocidad (m/s)
BM 1-1	3972.76
BM 1-2	4040.74
BM 1-3	4002.61
BM 1-4	3994.78
BM 2-1	4042.71
BM 2-2	3992.27
BM 2-3	3981.72
BM 2-4	3935.74

Pruebas no destructivas

Ensayo del ultrasonido

En lo concerniente al ensayo del ultrasonido este se realizó únicamente para la resistencia de 27,5 MPa porque se detectó que el equipo (V-Meter Mark II de la James Instruments Inc) perdió calibración y generaba resultados imprecisos que no sostenían relación con los tomados inicialmente; dado este motivo solo se tienen los siguientes resultados de las tablas R26 a la R29. Las medidas de velocidad se realizaron sobre los cilindros tal y como se muestra en la figura R5.



Figura R5: Medición del pulso de velocidad en el elemento BB2

Tabla R25: Propiedades calculadas según la velocidad del pulso (Tabla 26)

Cilindros	Resistencia Compresión (MPa)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)
BM 1-1	12.47	1.86	1.76E+04
BM 1-2	14.08	2.03	1.89E+04
BM 1-3	13.15	1.94	1.82E+04
BM 1-4	12.97	1.92	1.80E+04
BM 2-1	14.13	2.04	1.89E+04
BM 2-2	12.91	1.91	1.80E+04
BM 2-3	12.67	1.89	1.78E+04
BM 2-4	11.67	1.78	1.70E+04
Promedio	13.01	1.92	1.80E+04
"S" (MPa)	0.82	0.08	6.21E+02
CV	6.27	4.42	3.44

Tabla 25: Velocidades del pulso para 27,5 MPa (28 días)

Cilindros	Velocidad (m/s)
BA1	4266.39
BA2	4304.96
BA3	4265.22
BN1	4339.49
BN2	4308.89
BN3	4333.33
BB1	4289.73
BB2	4321.07
BB3	4308.89

Tabla R29: Propiedades calculadas según la velocidad del pulso (28 días)

Cilindros	Resistencia Compresión (MPa)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)
BA1	21,10	2,70	2,41E+04
BA2	22,61	2,83	2,51E+04
BA3	21,06	2,70	2,40E+04
BN1	24,05	2,96	2,61E+04
BN2	22,77	2,85	2,52E+04
BN3	23,79	2,94	2,59E+04
BB1	22,00	2,78	2,47E+04
BB2	23,27	2,89	2,56E+04
BB3	22,77	2,85	2,52E+04
Promedio	25,43	3,19	28245,59
" σ^2 " (MPa)	1,06	0,09	736,56
CV	4,18	2,95	2,61

Además se destaca aquí la observación de que no se cuenta con la seguridad de que el instrumento se encuentre adecuadamente calibrado dado que las lecturas son consistentemente bajas para todos los casos, por tanto la salvedad de que los resultados son válidos solo cuando se utilice ese equipo en la condición actual y para los concretos que se evalúen específicamente. Los resultados se presentan de la tabla R27 a la R35.



Figura R7: Medición horizontal con respaldo lateral en una viga.

Prueba del martillo de rebote

En lo que respecta a los resultados obtenidos del ensayo del martillo de rebote, cabe destacar que éstos fueron tomados de manera vertical hacia abajo en la cara plana de los cilindros.

En la figura R6 se realizan las lecturas en el cilindro utilizando el martillo de manera horizontal y estando éste sometido a una carga según lo establece la metodología; el resultado que dio esta prueba se comparó con el resultado que da el ensayar el cilindro sin la acción de la carga y con un respaldo lateral rígido (figura R7) y los resultados fueron prácticamente los mismos por lo que se ejecutó el ensayo de la segunda manera.



Figura R6: Medición horizontal y con carga.

Tabla R30: Resultados del Martillo a 7 días para 20,6 Mpa

Cilindros	Promedio (golpes)
AM1-C1	12,8
AM1-C3	11,5
AM2-C2	12,0
AM3-C1	11,7
AM3-C3	11,0
AM4-C2	10,4
AM5-C1	10,7
AM6-C1	10,9

Tabla R31: Resultados del Martillo a 7 días para 27,5 Mpa

Cilindros	Promedio (golpes)
BM1-C1	15,7
BM1-C3	4,0
BM2-C1	16,1
BM2-C3	16,2
BM6-C2	13,7
BM6-C4	13,2
BM6-C6	13,0
BM6-C8	12,4

Tabla R32: Resultados del Martillo a 7 días para 34,3 MPa

Cilindros	Promedio (golpes)
CM1-C1	14,8
CM1-C3	15,7
CM2-C2	16,7
CM3-C1	18,3
CM3-C3	16,0
CM4-C2	15,3
CM5-C1	14,7
CM6-C1	15,0

Tabla R36: Resultados del Martillo a 28 días para 34,3 MPa

Cilindros	Promedio (golpes)
CM1-C2	18,7
CM2-C1	18,4
CM2-C3	18,1
CM3-C2	22,6
CM4-C1	20,2
CM4-C3	21,4
CM5-C2	21,6
CM6-C2	21,7

Tabla R33: Resumen de Resultados a los 7 Días de edad

Resistencia Teórica MPa	Número de Rebote en cilindro	Desviación Estandar	Coefficiente de Variación
20,6	11,38	1,37	12,05%
27,5	14,34	2,19	15,26%
34,3	15,81	2,42	15,33%

Tabla R37: Resumen de Resultados a 28 Días de edad

Resistencia Teórica MPa	Numero de Rebote en cilindro	Desviación Estandar	Coefficiente de Variación
20,6	14,75	2,34	15,9%
27,5	17,4	2,83	16,2%
34,3	20,17	3,23	16,0%

Tabla R34: Resultados del Martillo a 28 días para 20,6 MPa

Cilindros	Promedio (golpes)
AM3-C2	14,2
AM4-C1	
AM4-C3	15,4
AM5-C2	14,7
AM6-C2	14,7

Tabla R38: Resultados a 14 días

Cilindros	Promedio (golpes)
AM7-C1	13,4
AM7-C2	13,0
AM7-C4	13,5
BM7-C4	16,2
BM7-C5	16,5
BM7-C6	18,6
CM7-C1	18,4
CM7-C3	17,1
CM7-C4	17,0

Tabla R35: Resultados del Martillo a 28 días para 27,5 MPa

Cilindros	Promedio (golpes)
BM1-C2	17,1
BM1-C4	17,9
BM2-C1	18,5
BM2-C3	17,4
BM6-C1	19,4
BM6-C3	17,9
BM6-C5	16,3
BM6-C7	17,3

Medidor Nuclear

En lo que concierne a los resultados correspondientes a la prueba de medición del conteo nuclear los resultados se resumen en las tablas R39 y R40 donde se realizó la prueba para dos magnitudes de intensidades, una en donde la fuente se utiliza con blindaje (baja intensidad) y la

lecturas sin el blindaje de plomo corresponden a las altas intensidades. El promedio del conteo ambiental fue de 14. La fuente que se utilizó es de Cesio 137 de 20 Ci de la compañía Texas Nuclear Products y tiene fecha de expedición de agosto del 1994.



Figura R8: Determinación del peso del concreto en el molde.

En la figura R8 se muestra donde se pesa el concreto en el recipiente calibrado para posteriormente obtener la densidad, y en la figura R9 se muestra donde el carro con el concreto se ubica mediante una serie de carriles en la posición adecuada para las lecturas, también se observa que la fuente se ubica sobre el piso, esa posición se mantiene fija.



Figura R9: Colocación del concreto sobre la fuente de radiación

Cada ensayo se realizó una única vez para cada una de las resistencias, por lo que la estimación que se realizó anteriormente de la densidad en la Tabla R7, es más cercana a la realidad. La duración aproximada de lo que se tardó en realizar la prueba desde que se colocó en el molde es de aproximadamente 25 minutos, además cabe destacar que la compactación se realizó mediante vibración externa y que para cada una de las tres posiciones del carro se toman 6 lecturas (3 a alta intensidad y 3 a baja intensidad); cada una de estas lecturas se toman a cada 15 segundos luego de esperar 1,5 minutos a que se estabilizara el conteo (se debe esperar este tiempo porque el contador queda "saturado" por las mediciones anteriores).

Tabla R39: Resultados del conteo Nuclear a baja intensidad

Resistencia Teórica MPa	20,6	27,5	34,3
Densidad (kg/m ³)	2481,36	2387,28	2424,26
Promedio del Conteo	56,87	54,00	52,00
Desviación estandar	5,16	1,04	4,47
Coefficiente de variación	9,07%	1,92%	8,59%
Valor de "K"	0,1264	0,1166	0,1125

Tabla R40: Resultados del conteo Nuclear a alta intensidad

Resistencia Teórica MPa	20,6	27,5	34,3
Densidad (kg/m ³)	2481,36	2387,28	2424,26
Promedio del Conteo	3160,00	2914,67	2812,00
Desviación estandar	160,26	137,00	442,34
Coefficiente de variación	5,07%	4,70%	15,73%
Valor de "K"	0,1167	0,1089	0,1034

Análisis de Resultados

En este apartado se detallan, tanto cuantitativa como cualitativamente, los resultados obtenidos en el apartado anterior, se comparan respecto a los objetivos planteados y se evalúan algunos supuestos que fueron hechos en algunos casos. Además los resultados son comparados con respecto a otros estudios semejantes, realizados en otros países.

El análisis de los resultados se realizará siguiendo la secuencia del capítulo anterior, para facilitar el seguimiento de los distintos componentes.

Diseño experimental

Una vez realizado el diseño experimental, tanto para el caso de la prueba a compresión simple, como para la determinación del módulo de ruptura, se procedió a la elaboración de las probetas, las cuales fueron utilizadas para la realización de las mediciones.

En este punto resulta importante aclarar los parámetros bajo los cuales fue realizado el diseño experimental. Para ambos casos, el diseño experimental fue realizado bajo recomendaciones estadísticas descritas en las diferentes normativas utilizadas, como lo son el ACI 214 y la practica ASTM C78, para el caso de los ensayos destructivos. Específicamente en el caso del diseño por compresión simple, en la misma se tomó como supuesto inicial que la desviación estándar es de 1,67 MPa y que el coeficiente de variación para determinar el rango, corresponde a 5%, asimismo la validez del experimento se encuentra en un 95%. Para el caso del ensayo a flexión el coeficiente de variación para el rango máximo corresponde a 16% y una desviación estándar del 5,7% sobre el valor estimado de M_R ; también para este caso se plantea una validez de que se den estas circunstancias del 95%. Dado a que los datos sobre los cuales se diseñó el experimento resultan ser supuestos el mismo debe de ser revisado, para plantear si los ocho

elementos utilizados en la ejecución del experimento son adecuados, o bien hay que rediseñarlo. En ambos casos, se debe replantear el experimento utilizando los datos reales para evaluar que éste posea un nuevo "n" (número de probetas) igual o menor al supuesto inicialmente (ver tablas AR1 y AR2).

Uno de los parámetros que fueron determinantes en la utilización inicial de valores teóricos (ver Tabla M1), tanto de desviaciones estándar, como de coeficientes de variación, fue que para la determinación de tales cuantificaciones se requiere de al menos 15 réplicas ensayadas a compresión (aunque son recomendables 30), para la obtención de la variabilidad del concreto en sí, en cada una de las mezclas en el experimento, solamente en lo que concierne a la propiedad de la resistencia a la compresión. La no ejecución de éste procedimiento de "calibración", responde básicamente a las limitaciones de recursos, específicamente al recurso tiempo, pues debían de elaborarse como mínimo 15 probetas para cada una de las tres resistencias bajo estudio, con mediciones de esfuerzo a la compresión a los 28 días de edad, lo cual hacía que el experimento estuviera fuera de los límites de tiempo estipulados para la ejecución de la totalidad del experimento, con los recursos disponibles.

Tabla AR1: Evaluación de los resultados para la prueba de compresión (28 días)

Resistencia Teórica kg/m ²	Coeficiente de Variación	Rango	n	nuevo "n"
20,6	2,2%	2,20	5	3
27,5	3,1%	3,72	8	3
34,3	7,1%	4,51	7	8

Tabla AR2: Evaluación de los resultados para la prueba de flexión (28 días)

Resistencia Teórica kg/m ²	Coefficiente de Variación	Rango	n	nuevo "n"
20,6	3,7%	1,73	8	3
27,5	8,7%	1,94	7	3
34,3	7,4%	1,92	6	3

En las tablas AR1 y AR2 se evalúa el experimento a los 28 días y se encuentra que todos los valores del nuevo "n" son menores o iguales a 8 esto quiere decir que todos superan, satisfactoriamente con un 95% de confianza el error supuesto inicialmente, por lo que una disminución en el número de probetas es factible (esta disminución no corresponde al valor del "n" nuevo que se muestra en las tablas), en algunos casos el valor de "n" no corresponde a 8 unidades, esto debido a la eliminación de una mezcla defectuosa en la resistencia de 34,3 MPa y a que para la de 20,6 MPa se ensayaron 3 cilindros a 14 y no a los 28 días como estaba previsto.

También las recomendaciones de la ACI 228-1 (Anexo VI) y la ASTM E 122 (Anexo V) son tomadas para el análisis del experimento; los resultados de esta otra metodología resultan ser un poco más estrictos. Se observa que para el caso de los elementos a compresión solo hay un valor ligeramente superior al 5% de error permitido inicialmente (este valor de error es equivalente al coeficiente de variación máximo permitido), mientras que para la evaluación a flexión todos los resultados son menores al 16% de error máximo permitido en esta prueba. Este análisis se refleja en las tablas AR3 y AR4.

Es importante recordar también en este apartado que el mínimo posible de probetas es 5 por requerimiento para el ensayo del ultrasonido. En general se considera que el diseño del experimento es satisfactorio.

Tabla A3: Evaluación a compresión (28 días)

Resistencia Teórica (MPa)	%error según ASTM E122	% Validez
20,6	1,97	95,0%
27,5	2,15	95,0%
34,3	5,25	95,0%

Tabla A4: Evaluación a flexión (28 días)

Resistencia Teórica (MPa)	%error según ASTM E122	% Validez
20,6	3,24	95,0%
27,5	6,44	95,0%
34,3	5,92	95,0%

Diseño de mezclas

El diseño de las mezclas de concreto para las diferentes resistencias teóricas proyectadas se realizó mediante la aplicación de los conceptos descritos en la metodología. En este caso, se obtuvieron las dosificaciones por peso para los diferentes materiales, a saber: cemento, agua, agregado grueso y agregado fino.

Esta selección de las dosificaciones se realizó mediante el análisis de los resultados obtenidos en esta etapa, a la luz de las resistencias buscadas para la ejecución de la investigación.

En cuanto al diseño de la mezcla se entiende que la normativa utilizada solo se presenta como una guía de diseño, por lo que se debe mejorar la mezcla según sean los resultados obtenidos en este procedimientos. En primer lugar, se observó que se logran revenimientos, en todos los casos, no correspondían al supuesto en el diseño inicial (en este caso, y para todas las mezclas se asumió 8cm de revenimiento), obteniendo diferencias desde los 10,5cm a 5.3cm. En este caso, este tipo de comportamiento hace pensar que la selección del revenimiento no toma en cuenta la relación agua – cemento ni tampoco las condiciones mecánicas básicas de los agregados, como lo puede ser la forma de los mismos. Es importante acotar que en la determinación del revenimiento, que en sí mismo cumple la función de dar una factor de trabajabilidad de la mezcla, no se toma en cuenta el contenido de arena, aún cuando esta última, cumple indirectamente como un agente que aumenta la manejabilidad de la mezcla.

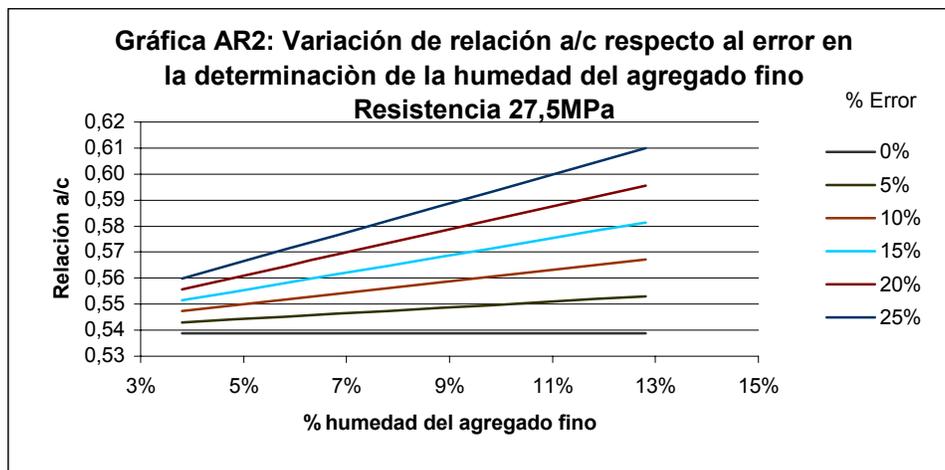
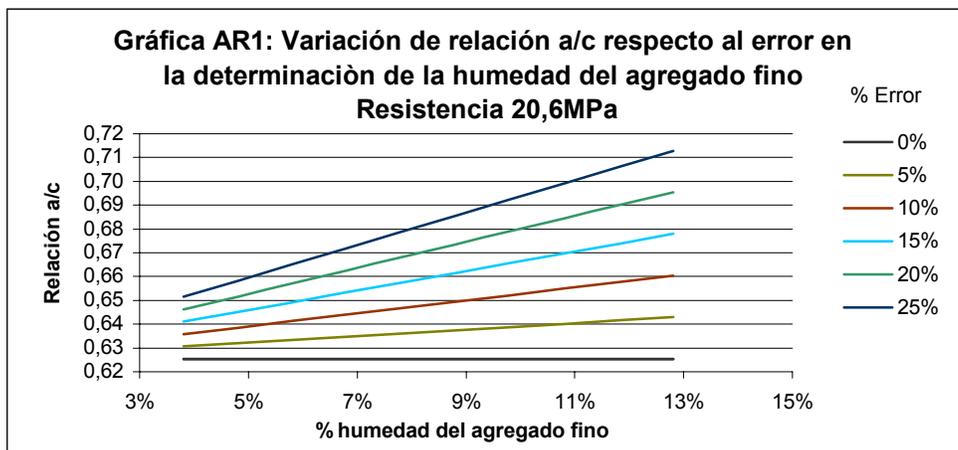
Así mismo, no se toma en cuenta las condiciones de forma del agregado (redondeado, angular), o bien, la característica de textura del mismo (lisa, rugosa), para la determinación de el contenido del agua por metro cúbico de concreto.

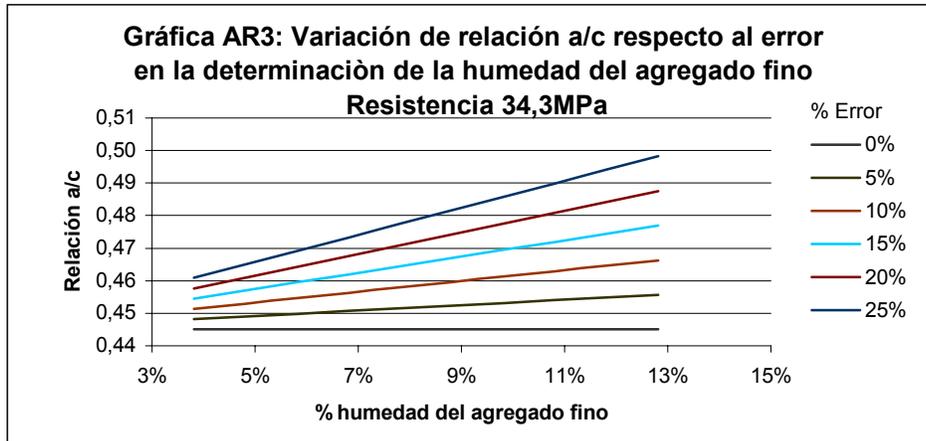
Nos referimos en este caso al agua, pues es un factor determinante en el diseño de la mezcla de concreto, afecta directamente el consumo de cemento, y la trabajabilidad de la mezcla lo cual repercute directamente en el revenimiento de la misma.

Para la ejecución de proyectos en los cuales, el concreto y el diseño de las mezclas son determinantes, se debe de realizar una optimización de los parámetros descritos en la norma ACI 211.1, con el fin de hacer un mejor uso de los recursos disponibles (disminuir la cantidad de agua por utilizar y por lo tanto disminuir la cantidad de cemento).

Además, otro de los factores que influyen en la ejecución tanto del diseño de las mezclas

de concreto, como en la elaboración de concreto en general, es la desviación de la relación agua – cemento, debido al porcentaje de error en la medición de la humedad en el sitio de los agregados; estos errores se dan principalmente por deficiencias en el muestreo y por grandes intervalos entre muestreos además por posibles errores en los cálculos de la humedad. Esta relación de incremento de la relación A/C respecto al aumento de la humedad en el agregado fino se presenta en la Gráfica AR1, AR2 y AR3, utilizando diferentes niveles de error teóricos de humedad. Otras fuentes de error están constituidas por los materiales en sí y los errores propios de los ensayos (personal, condiciones ambientales, etcétera)





Pruebas destructivas

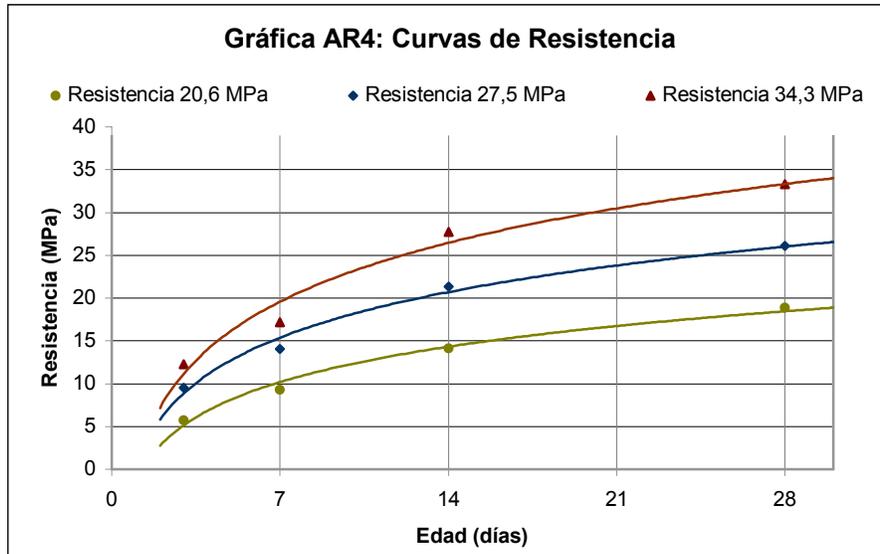
Esfuerzo a compresión en cilindros de concreto

El esfuerzo a compresión determinado mediante la utilización de una prensa hidráulica es uno de los parámetros en los cuales se basa éste proyecto, para la realización de comparaciones con respecto a otros métodos de medición o bien respecto a otras propiedades del concreto.

Uno de los principales problemas encontrados con la medición de la resistencia a la compresión, corresponde, a que no alcanzó las resistencias bajo las cuales se había diseñado en la etapa inicial, obteniendo en su lugar valores menores de resistencia a los 28 días de edad para todos los casos, (sin embargo cabe comentar aquí que lo que se planea es llegar a tener un promedio lo más parecido a una resistencia específica y no tener con cierta seguridad valores siempre mayores a una resistencia específica, como se requiere usualmente en los diseños donde se utilizan para ello factores de seguridad). Como anteriormente se comentó, la elaboración de probetas para la ejecución de las diferentes pruebas se realizó luego del afinamiento del diseño de mezcla según lo descrito en la metodología aplicada, por lo cual se hace evidente que en alguna de las etapas de la elaboración del concreto, o bien en el moldeo de los especímenes existió algún grado de error.

Esta falla se detectó al realizar las mediciones a los 7 días y era representativo, en los especímenes de baja resistencia (20,6 MPa), pues la resistencia alcanzada a esta edad no llegaba al 50% de la inicialmente proyectada, por lo cual se procedió a realizar una medición a los 14 días con tres de los elementos restantes (inicialmente proyectados a ser utilizados a los 28 días), con lo que se corroboró que la resistencia proyectada a 28 días no correspondería a la del diseño final del concreto. Se asume entonces la posición de continuar con la ejecución de las pruebas debido a la limitante tiempo (el cronograma de trabajo imposibilitaba la elaboración de nuevos especímenes), bajo el criterio que la resistencia alcanzada, si bien es cierto, la resistencia obtenida no es la del diseño, la misma corresponde a una baja resistencia, con lo cual se cumple con el cometido inicial de hacer uso de tres niveles diferentes de resistencia, bajo, medio y medio-alto, o sea 20,6 MPa, 27,5 MPa y 34,3 MPa, respectivamente, solo que ahora se tiene 18,9 MPa, 25,8 MPa y 31,6 donde se observa un error constante de aproximadamente 2 MPa en las resistencias..

Como anteriormente se comentó, las resistencias alcanzadas no reflejan en la realidad el diseño realizado preliminarmente, para lo cual se tomo la decisión de continuar pues no era objeto de estudio una resistencia específica, mas sí los rangos sobre los cuales se ejecutaba la investigación, así, los datos obtenidos se reflejan en la Gráfica AR4.



La incorporación de esta variación en la resistencia puede ser ampliamente analizada, mediante la indagación de causa-efecto a fin de determinar la variable o las variables que provocaron el error en la resistencia de diseño. En este caso, se observa que el comportamiento es generalizado, se presenta una baja considerable en la resistencia a todos los niveles, por lo que se puede descartar que sea halla errado en la elaboración del concreto o bien en el moldeo de los elementos, además el método de curado fue generalizado para todos los elementos los correspondientes a la etapa de diseño final y a la etapa de ejecución, por lo que se puede descartar como variable, lo mismo que los equipos de medición y aplicación de carga.

La variable que queda a la vista son los materiales, si bien es cierto la fuente de agregado no se ha variado puesto que se contaba con un apilamiento de material, en sí misma existe una posible fuente de error como lo es la variación de humedad.

Esta variación es tomada en cuenta al momento de dosificar los materiales correspondientes a la mezcla de concreto, por lo que la posible inducción de un error en la determinación de la humedad afecta proporcionalmente con respecto al aumento de la humedad del material, lo cual afecta proporcionalmente a la relación agua cemento, y por ende induce a una variación en la resistencia, como se observó anteriormente en las Gráficas AR1, AR2 y AR3.

En el caso de los elementos correspondientes a la mezcla CM3 (mezcla 34.3 MPa, batida número 3) se optó por la eliminación de los datos, pues las condiciones de revenimiento hacían prever que la mezcla presentaba alguna alteración, ya que el revenimiento obtenido correspondió a 4cm lo cual contrastaba con el valor promedio de 13.5cm para la misma dosificación de materiales. En efecto los valores de resistencia obtenidos resultaban considerablemente variables al resto del lote evaluado, por lo que como se dijo anteriormente se tomó la decisión de no tomar en cuenta los datos para el análisis.

La validez experimental también se evaluó, con el fin de determinar la validez de la cantidad de repeticiones ejecutadas para la prueba a compresión, para lo cual se evaluó cada una de las resistencias promedio obtenidas sus características estadísticas, en este caso la desviación estándar y el coeficiente de variación, con los cuales se determina, con un 95% de validez, el error de la misma.

Esfuerzo a flexión del concreto

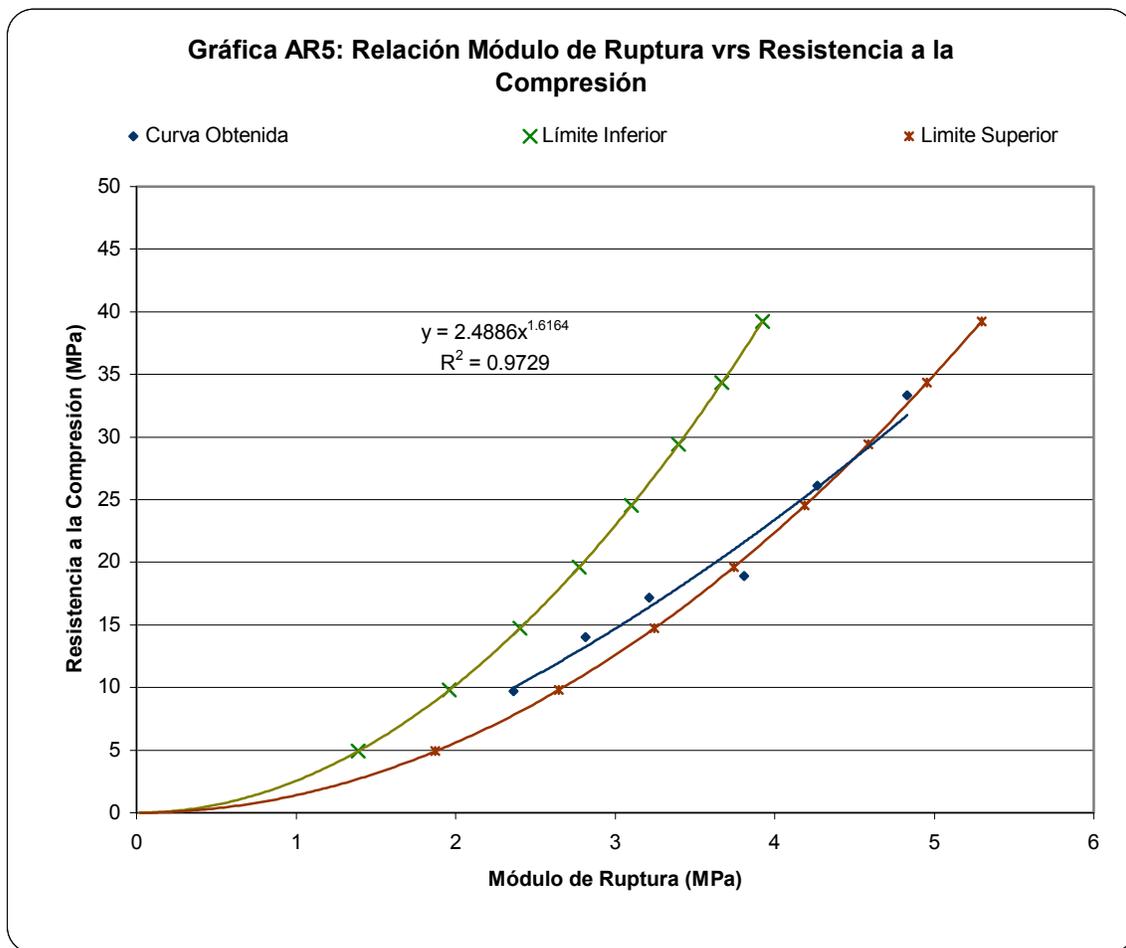
La resistencia a la flexión del concreto, o sea el módulo de ruptura, es otra de las características que se plantearon analizar al iniciar la ejecución de este proyecto. Resulta necesario el análisis de lo resultados obtenidos a la luz de otros estudios realizados, como es el caso del ACI, el cual recomienda, para la determinación del

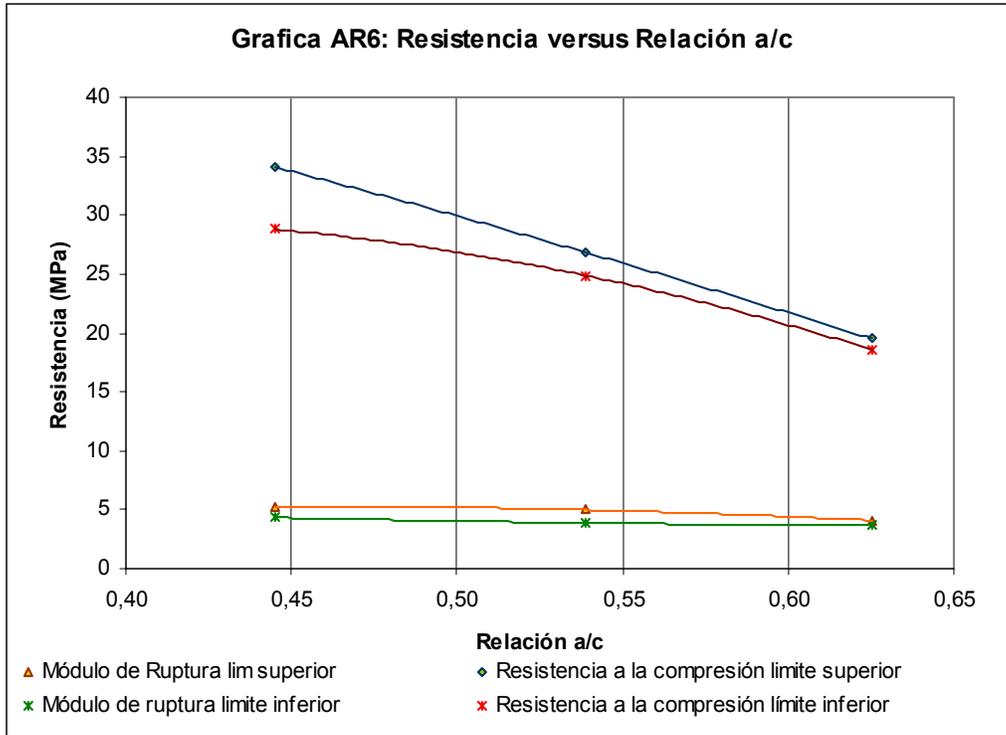
módulo de ruptura, la relación $MR = k\sqrt{f'_c}$, donde el valor de k varía entre 0,626 y 0,846 (en caso de utilizar unidades en kg/cm^2 , los valores correspondientes son de 2,0 y 2,7), el Comité Europeo recomienda 0,783 y el ACI 0,626 el cual como se puede observar en la Gráfica AR5, el ACI resulta ser conservador en este caso, para los resultados obtenidos en los ensayos realizados. La ecuación de la curva obtenida corresponde a la siguiente:

$$M_R = 0,5689 \cdot f'_c \cdot 0,6187$$

Esta curva tiene un valor de r^2 de 0,9729 por lo que representa una buena linealización, además es de destacar que esta no interseca por el origen de coordenadas como si lo hace el rango establecido.

También se puede observar el comportamiento tanto de la resistencia a la compresión, como de la resistencia a la flexión contra la relación agua – cemento, como se muestra en la Gráfica AR6. esta es útil para obtener rápidamente una relación entre ambas propiedades mecánicas, además se observa que conforme aumenta la resistencia, aumenta también de manera significativamente el rango de dispersión de los datos.





Como se mencionó anteriormente, solo los elementos correspondientes a la mezcla CM3 fueron descartados en la ejecución de este estudio, lo cual para este caso repercute en la eliminación de tres testigos, dejando para el análisis de esta mezcla (mezcla C: 34,3 MPa) específicamente siete elementos a siete días y seis elementos a veintiocho días.

Cabe recalcar que en la ejecución del estudio no se requirió de la eliminación de probetas al momento de realizar el ensayo a flexión, como es estipula en la norma ASTM C78 para el caso en que la falla del elemento se localizara más allá del 5% de la longitud entre apoyos, respecto a los límites del tercio medio de la misma longitud; en nuestro caso debido a las dimensiones de los especímenes utilizados (150 x 150 x 600mm), esta distancia corresponde a los primeros 14,25 cm desde el punto de apoyo.

Analizando los resultados de estas pruebas respecto al diseño del experimento se tienen resultados satisfactorios cuando se recalcula el valor de "n".

Además es importante comentar que se observaron diferencias entre los elementos que se ensayaron a los 7 días y los 28 días; la

diferencia principal radica en el hecho que al observar la superficie de falla a los 7 días se notó que la falla bordeaba los elementos del agregado mientras que para 28 la falla atravesaba el agregado (lo partía), este aspecto puede que haya disminuido en alguna medida la resistencia a flexión de la vigas (ver la figura AR1).



Figura AR1: En la figura se muestra a la derecha una falla aplanada que atraviesa el agregados grueso (28 días), mientras a la izquierda la falla se da a través de la superficie del agregado grueso (7 días)

Pruebas no destructivas

En el campo de los ensayos no destructivos se encuentra una gran variedad de tipos de ensayos cuya complejidad y metodologías varían en gran medida. Estos tipos de ensayos abarcan desde la tradicional inspección visual (muy subjetiva y requiere de mucha experiencia de la persona que la realice), hasta métodos de fundamentos y principios mucho más complejos.

Entre los aspectos generales concernientes a la utilización de estos métodos caben discutir una serie de ventajas y desventajas que tienen entre si (los métodos no destructivos analizados en este trabajo), y sus diferencias con los métodos destructivos usuales a la hora de determinar alguna propiedad del concreto.

La Tabla AR5 compara una serie de ensayos al concreto in-situ a la hora de estimar la propiedad de la resistencia a la compresión; se basa en al experiencia generada por 46 laboratorios en Estados Unidos y en Canadá.

Tabla AR5: Comparación de métodos in situ*

Ensayo	Canada				Estados Unidos			
	C	S	P	E	C	S	P	E
Martillo de Rebote	R-B	MB-E	R-B	MB-E	R	B-MB	R-B	B-MB
Prueba de penetración	R-B	MB	B	MB	B	B	B	R-B
Pullout	B-MB	B-MB	MB	B-MB	B	B	B	R-B
Ultrasonido	B-MB	MB	B-MB	B-MB	R-B	R	R-B	R-B
Maturity	R-B	R-P	B	R-P	B	P	B	P
Cilindros elaborados in situ	MB	MB-E	MB	MB	B	B-MB	B	R-B

Donde:
 C = Confiabilidad
 S = Simpleza
 P = Presición
 E = Economía
 P = Pobre
 R = Regular
 B = Bueno
 MB = Muy bueno
 E = Excelente

* Tomado de ACI 228

Ensayo del ultrasonido

En lo que respecta al ensayo de la velocidad del pulso, solo se trabajó para la resistencia de 27,5 MPa por los motivos antes explicados y aunque se tiene algunos datos adicionales (algunas lecturas para 20,6 MPa) estas no son suficientes para darle validez a algún otro análisis, ni tampoco se pueden comparar estos resultados con los de 27,5 MPa porque son dosificaciones distintas y poseen pendientes de las curvas distintas (ver figura AR2).

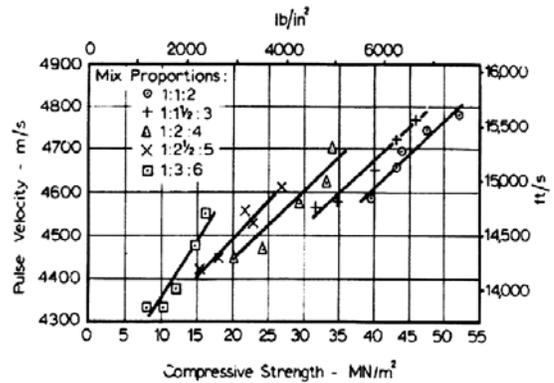
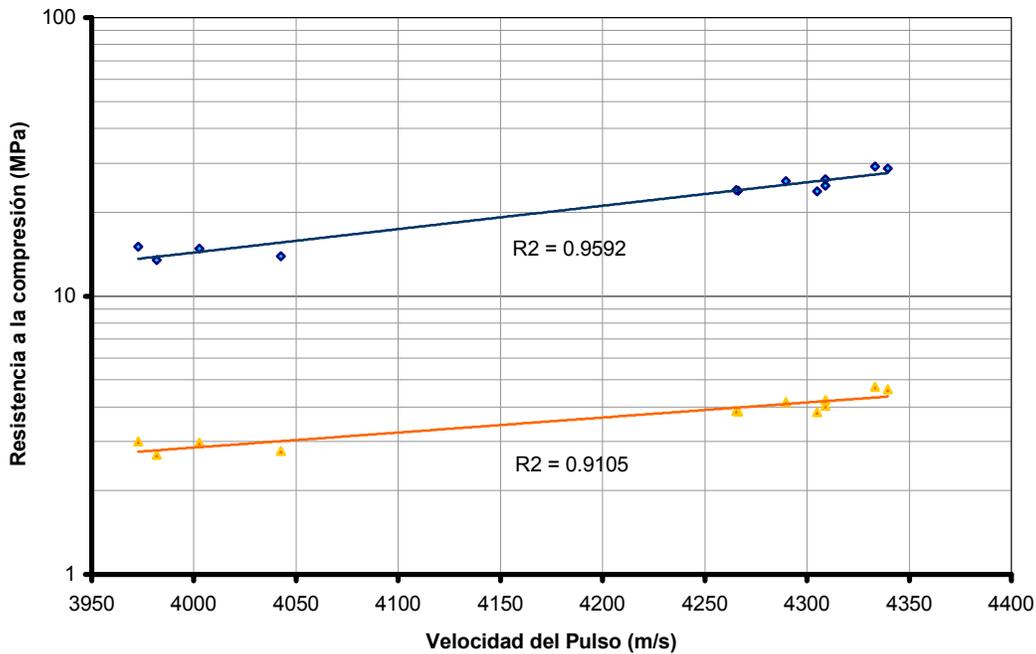


Figura AR2: relación entre el pulso de velocidad y la resistencia a la compresión según dosificación.

Cuando se grafican los resultados de los valores de la velocidad del pulso contra los valores de resistencia a la compresión obtenidos de la prueba destructiva se puede generar la Gráfica AR7, donde el eje de la resistencia está en escala logarítmica a fin de que corresponda a una recta la línea de mejor ajuste. Para esta línea el coeficiente de determinación r^2 corresponde a un valor de 0,9611, lo que indica que la correlación es muy buena (cercana al valor de $r^2 = 1$ donde la correspondencia entre los valores de la línea de ajuste y los datos es perfecta), por lo que la regresión se considera adecuada. La ecuación de la curva es la siguiente:

$$f'_c = 0,0063 e^{0,0019 V}$$

Gráfica AR7: Curva de Correlación obtenida para la resistencia de diseño de 27,5 MPa



En lo que respecta a la utilización de ecuaciones como las presentadas en la metodología para aproximar la resistencia a la compresión, se tiene que comparativamente para los datos utilizados en la Gráfica AR7 se obtienen los siguientes promedios (Tabla AR2) utilizando la ecuación recomendada para agregados de ríos:

Tabla AR6: Comparación de resistencias

Edad	Ecuación (MPa)	Compresión Simple (MPa)
28 Días	22,52	25,84
7 Días	13,11	14,30

Aquí se observa que los resultados de la ecuación son un tanto conservadores en este caso, dando resultados bastante inferiores a los reales, por ello siempre es recomendable realizar mejor una calibración para una determinada resistencia mediante cilindros realizados en

laboratorio o, lo que es mejor aún, realizar la calibración con base en núcleos de concreto extraídos del sitio donde se realizará la evaluación.

Es importante en este momento comentar que en lo concerniente a los resultados de la velocidad del pulso a bajas resistencias, la variación de 3,4 a 10,3 MPa (diferencia de 6,9 MPa) es correspondida por una diferencia de 600 m/s entre las lecturas; mientras que para cambios de 27,6 a 34,5 MPa (6,9 MPa de diferencia) se genera una diferencia de tan solo 130 m/s (Estudio ACI 228.1); lo que nos indica que el método es más preciso para evaluar concretos a bajas resistencias. Se aprecia de la Tabla AR2 como la diferencia a los 7 días es menor que la correspondiente a los 28 días.

Para evaluar esta prueba con respecto al módulo de ruptura, se hicieron las debidas correlaciones entre la resistencia a la compresión y a la flexión para los ensayos destructivos como se comentó anteriormente (aunque lo más recomendable es tomar las lecturas directamente sobre las vigas), y se obtiene la Gráfica AR7.

Para esta línea de mejor ajuste el coeficiente de determinación r^2 corresponde a un valor de 0,9105, lo que indica que la correlación es buena (cerca al valor de $r^2 = 1$ donde la correspondencia entre los valores de la línea de ajuste y los datos es perfecta), por lo que la regresión se considera adecuada, sin embargo no es tan buena como la regresión correspondiente a la resistencia a la compresión. La ecuación de la curva es la siguiente:

$$M_K = 0,0198 e^{0,0012 V}$$

Comparativamente los valores dados por la ecuación en la metodología y los valores reales se presentan en la Tabla AR3.

Tabla AR7: Comparación de M_K

Edad	Ecuación (MPa)	Real (MPa)
7 Días	1,93	2,86
28 Días	2,83	4,17

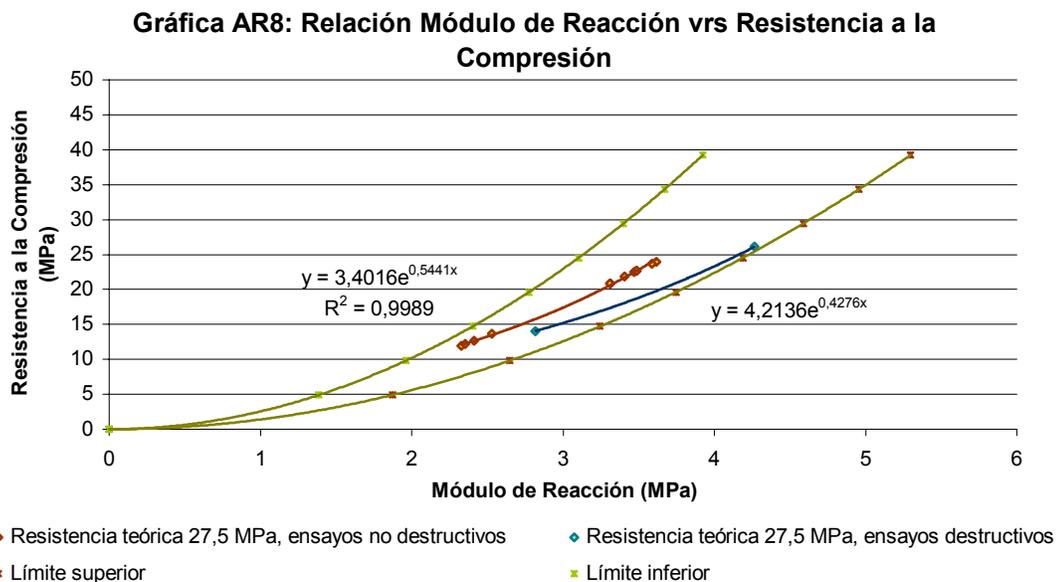
Aquí se aprecia que las diferencias son importantes, por lo que no se recomienda el uso de esta ecuación, sino que es mejor obtener los resultados de la Gráfica AR7.

Otro aspecto que al cual se planteo realizar un análisis comparativo es la veracidad de los datos obtenidos de las diferentes gráficas generadas respecto a los valores reales provenientes de la relación existente entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la flexión. De esta forma se genera la Gráfica AR8 en la cual se muestra que la existencia de una relación más conservadora entre estas dos propiedades mecánicas cuando las mismas son determinadas por medios no destructivos, comparativamente con los resultados obtenidos por medios destructivos, siguiendo una tendencia muy semejante, y respetando los rangos descritos por entidades internacionales como validos para este tipo de relaciones.

En lo que respecta a la comparación de resultados para el módulo de elasticidad usando la ecuación establecida en la metodología para el ultrasonido se tiene lo siguiente:

Tabla AR8: Comparación de resistencias

Edad	E_C Ultrasonido (MPa)	E_C Compresión (MPa)	E_C Teórico (MPa)
7 Días	1,81E+04	1,44E+04	1,79E+04
28 Días	2,50E+04	2,35E+04	2,43E+04



Aquí se observa que la expresión que correspondiente a la del ensayo a compresión es la que da una mayor diferencia, principalmente a edades tempranas; el ultrasonido por otro lado, siempre se mantiene muy parecido al valor teórico que vamos a tomar como el real, sólo que un poco arriba. También se observa como es que a edades tempranas el resultado del ultrasonido es mejor, pues se tienen menores resistencias por lo que es más preciso.

En general y para finalizar el análisis de este ensayo, se puede obtener una idea cualitativa de la condición en la que se encuentra, el concreto haciendo uso de la Tabla AR5; en esta se encuentra que el concreto que se realizó para este proyecto califica como de buena calidad según dicha tabla. Esta tabla puede ser útil en casos de necesidad para describir la calidad del concreto principalmente a edades tardías (después de 7 días).

Tabla AR5: Clasificación de la Calidad del Concreto

Velocidad del Pulso longitudinal (km/s)	Calidad del Concreto
> 4,5	Excelente
3,5 - 4,5	Buena
3,0 - 3,5	Dudosa
2,5 - 3,0	Pobre
< 2,0	Muy pobre

Prueba del martillo de rebote

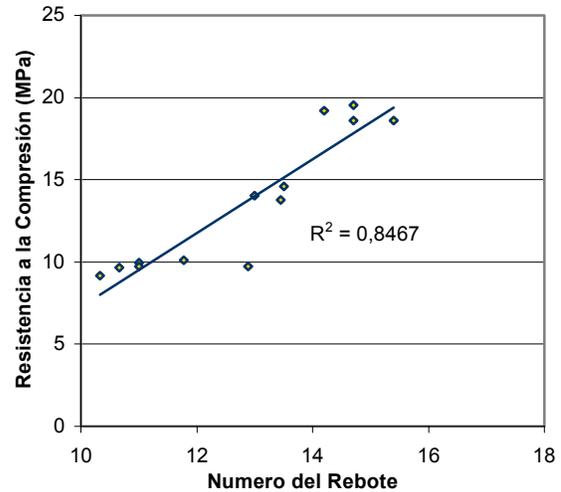
La prueba del martillo de rebote es una prueba de muy simple ejecución y el análisis de los resultados, se basa en el principio de la medición de la dureza en la superficie del concreto.

Los resultados que se obtienen de este ensayo mejoran su confiabilidad conforme aumenta la resistencia del concreto (en otras palabras el error aumenta con resistencias bajas), y no se puede utilizar para resistencias menores a 9 MPa o un valor de rebote del martillo de 10 unidades, aunque optar por un valor mínimo de 15 es recomendable.

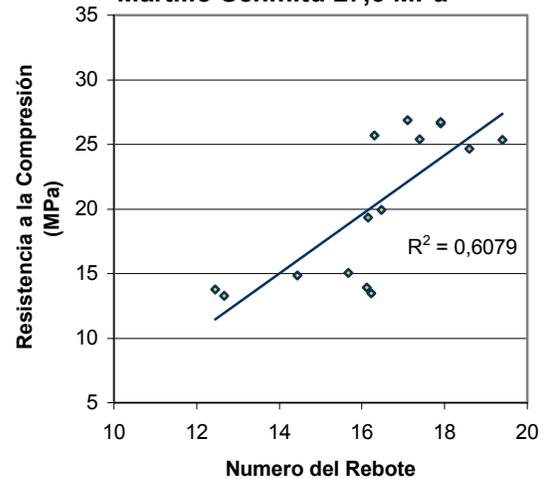
Para el caso de las mezclas de 20,6, 27,5 y 34,3 MPa se desarrollaron las gráficas AR9, AR10 y AR11 donde se muestra la ganancia de resistencia respecto al valor de rebote. Los datos que se presentan son para 7,14, y 28 días, donde

se observan los datos dispersos aunque con una tendencia.

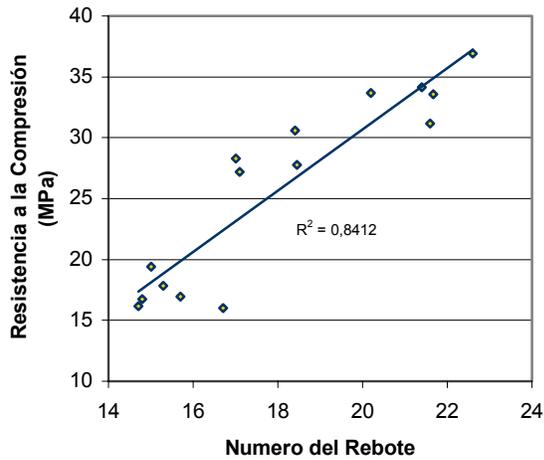
Gráfica AR9: Resultados del Martillo Schmitd 20,6 MPa



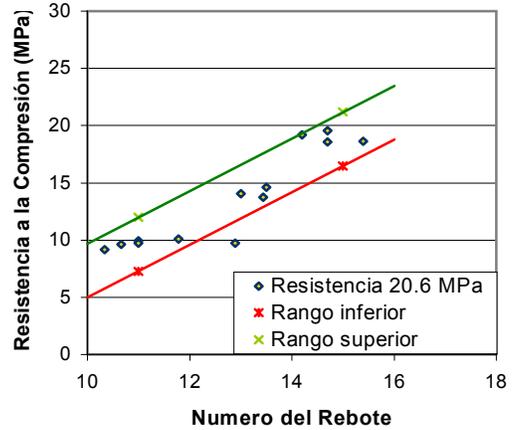
Gráfica AR10: Resultados del Martillo Schmitd 27,5 MPa



Gráfica AR11: Resultados del Martillo Schmitd 34,3 MPa



Gráfica AR12: Resultados del Martillo Schmitd



Para las líneas de mejor ajuste el coeficiente de determinación r^2 corresponde a valores de 0,8575, 0,6078 y 0,8412, lo que indica que la correlación es aceptable, exceptuando tal vez la linealización para la mezcla de 27,5 MPa. Las respectivas ecuaciones son las siguientes:

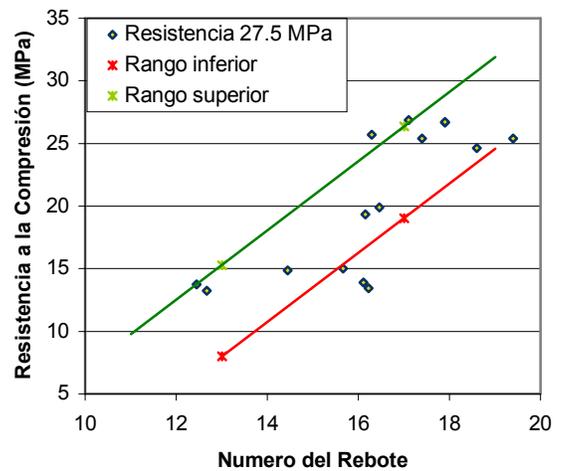
$$f'_c = 2,2569N - 15,308$$

$$f'_c = 2,2857N - 16,975$$

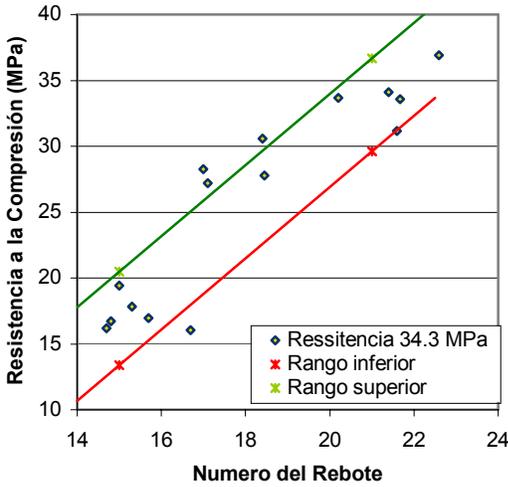
$$f'_c = 2,5169N - 19,646$$

Se puede establecer un rango o área, basado en una desviación estándar estimada del 15% (correspondiente a los resultados), para esta área en teoría deben encontrarse aproximadamente el 66% de los resultados si se supone una distribución normal. Si se quiere tener una seguridad de aproximadamente un 95% debe tomarse en cuenta dos veces la desviación estándar (2s).

Gráfica AR13: Resultados del Martillo Schmitd



Grafica AR14: Resultados del Martillo Schmitz



Se puede observar que este rango comprende una gran área, lo que demuestra la imprecisión del ensayo; esta imprecisión debe ser compensada, en parte, con el aumento de las lecturas realizadas, para lo cual se recomienda que estas se aumenten a 15 porque como se muestra en la Gráfica AR15 la tendencia de la desviación de los datos aproximadamente a esta cantidad de mediciones tiende a estabilizarse.

Así mismo, se observa en la esta última gráfica que para diferentes niveles de resistencia se genera un comportamiento o un tendencia en la sección inicial de las curvas hasta llegar a un punto de aparente estabilización en aproximadamente 15 mediciones.

Los resultados del valor de rebote se ven afectados por el tipo de agregado del que este elaborado el concreto como se muestra en la figura AR3, pero no se ve afectado en gran medida por la dosificación en concretos de un mismo tipo de agregado, por lo que se puede generar una gráfica tomando en cuenta los resultados de la tres mezclas (ver gráfica AR16).

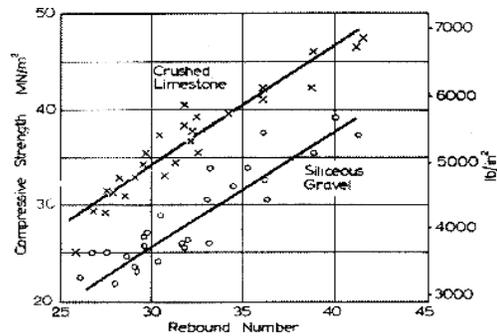
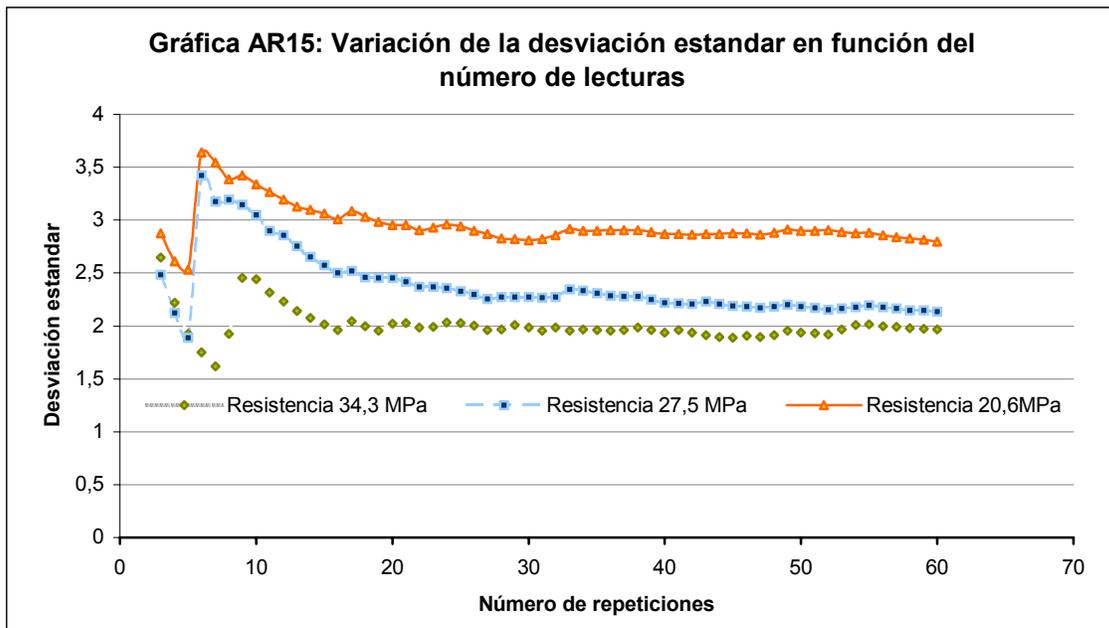
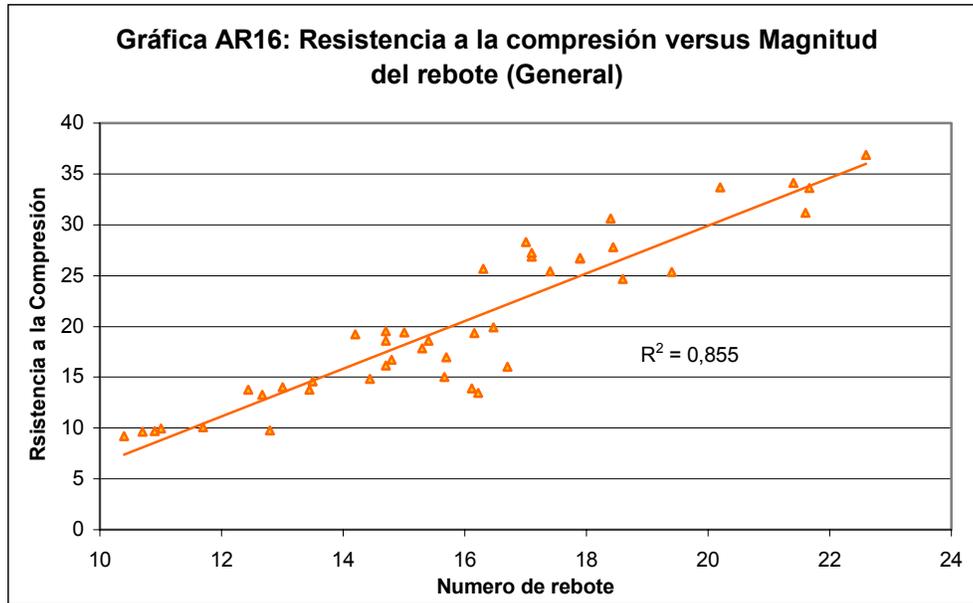


Figura AR3: Valor de rebote para distintos agregados.

Gráfica AR15: Variación de la desviación estandar en función del número de lecturas





La gráfica AR16 presenta un coeficiente de determinación de $r^2 = 0,855$ lo que indica que se tiene un linealización aceptable y la curva que describe el comportamiento correspondiente es una línea recta cuya ecuación se presenta a continuación:

$$f'_c = 2,3417 \cdot N - 16,948$$

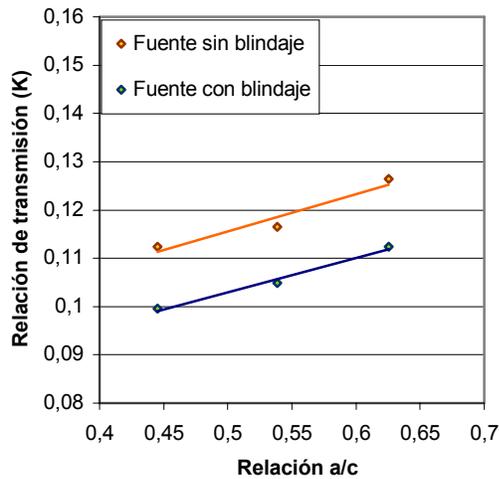
Medición del conteo nuclear

En lo que respecta a la prueba, en donde se utilizó el conteo nuclear para determinar propiedades en el concreto, es importante señalar que usualmente en teoría conforme aumenta la densidad de un material el valor de conteo disminuye y en el concreto no se da la excepción; sin embargo los resultados muestran lo contrario, esto seguramente se justifica por el hecho de haber tomado solo una lectura de densidad para cada mezcla, además, por las características del molde la variación en la altura de 1 mm de concreto genera un error aproximado de 2,5% en la medida de la densidad; por ende el valor de densidad que se tomará como “correcto” es el correspondiente al peso volumétrico determinado para el concreto fresco que se utilizó en la elaboración de probetas. Estos valores

varían entre si en aproximadamente 1 N/m^3 (10 kg/m^3), diferencia prácticamente despreciable por lo que se pueden tomar como densidades iguales; entonces el análisis no gira en torno de la relación del conteo contra densidad, sino más bien se debe justificar la diferencia del conteo por otra razón. Este aspecto también resalta el hecho de que para concretos de densidades iguales pueden haber variaciones importantes del conteo por lo tanto, cada concreto tendrá sus valores característicos.

Entre las variables que pueden afectar esta diferencia se encuentra la intensidad de la fuente, pero al comparar los resultados de los coeficientes de transmisión se nota que estos son muy parecidos y consistentes, a pesar de la gran diferencia de intensidad de radiación entre ambos niveles de intensidad, que se utilizaron, la prueba se realizó sin ningún tipo de refuerzo (acero), y el concreto se puede considerar homogéneo pues se elaboró en laboratorio; por ende, la variable que seguramente es la que afecta el valor de conteo es la composición de las distintas mezclas.

Gráfica AR17: Relación a/c vrs Relación de Transmisión

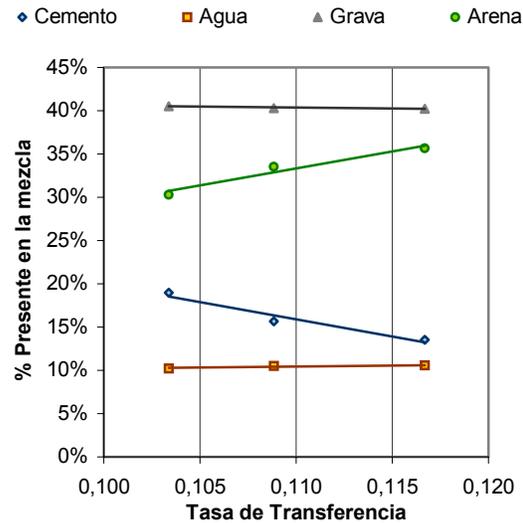


Esta composición varía según cambie la relación A/C para cada mezclas. La Gráfica AR17 describe la relación entre el valor de “K” y la relación A/C de cada mezcla.

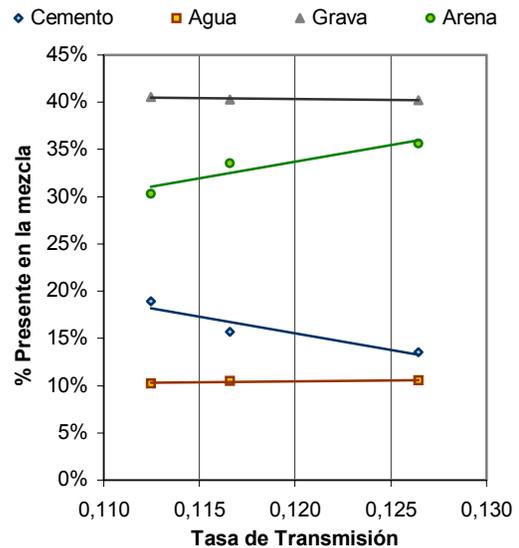
Se presentan en la Gráfica AR17 líneas rectas de mejor ajuste, eso parece ser lo que sugieren los datos, además tampoco se encontró referencia alguna sobre este tipo comportamiento, por tanto, éstas son validas para el rango entre los puntos.

Las diferencias de composición se muestran en las Gráficas AR18 y AR19 donde se analiza la composición de la mezcla para cada una de las intensidades. Se puede observar en estas que la cantidad de agua y de agregado grueso (grava) es prácticamente constante, mientras que lo que varía en gran medida son el contenido de arena y de cemento por lo que se concluye que la variación en el conteo se debe al contenido en mayor o menor cantidad del cemento y la arena, adicionalmente se concluye también que: entre mayor es la cantidad de cemento (menor relación A/C y menor cantidad de arena), menor es la magnitud del conteo, en otras palabras, entre mayor sea la resistencia menor es el valor del conteo.

Gráfica AR18: Fuente sin Blindaje



Gráfica AR19: Fuente con Blindaje



También es importante, para finalizar, hacer la salvedad de que las conclusiones a las que se llegaron son específicas para este tipo de concreto, por lo que haría falta mucha más investigación sobre el tema para tratar de generalizar algunas de las conclusiones llegadas en este ensayo.

Conclusiones y Recomendaciones

- Se concluye que es necesario realizar este tipo de estudios para lograr un ajuste de las propiedades en el concreto acordes a las condiciones de equipos, materiales y ensayos principalmente.
- El diseño del experimento resultó adecuado para el análisis de los distintos objetivos. Es recomendable, sin embargo, realizar la estimación de los valores estadísticos del concreto a realizar (bajo sus variables de producción), previo a la ejecución del diseño experimental, para optimizarlo.
- Si bien no se lograron las resistencias estimadas para las mezclas, esto no afecta los objetivos del proyecto.
- El procedimiento del diseño de mezcla es solo una guía, por lo que se debe ajustar la mezcla (mediante prueba y error) con el fin de obtener los resultados buscados.
- Los valores de coeficientes de variación para las pruebas de compresión simple y flexión, resultaron aceptables según la suposición inicial.
- Los resultados obtenidos para el módulo de ruptura se encuentran dentro de los rangos atribuidos a esta propiedad según las investigaciones en el área, lo que respalda la validez de los resultados obtenidos.
- Se recomienda retomar la investigación, en el ensayo del ultrasonido, para distintas dosificaciones con el fin de evaluar las variaciones en la resistencia a la compresión y flexión.
- Se corrobora la existencia de una relación lineal, considerada muy buena, en la gráfica de Velocidad del pulso longitudinal contra el logaritmo de la resistencia a la compresión.
- Se corrobora la existencia de una relación lineal, considerada buena, en la gráfica de Velocidad del pulso longitudinal contra el logaritmo de la resistencia a la flexión.
- Se observa que existe una muy buena relación entre la velocidad del pulso y el Módulo de Elasticidad del concreto, haciendo uso de la gráfica suministrada por el manual del equipo.
- Según los datos recabados se encuentra que el valor del rebote presenta un comportamiento aproximadamente lineal respecto a la resistencia a la compresión.
- Se encuentra que la respuesta al rebote no se ve afectada por las distintas variaciones de la dosificación, según la evaluación realizada para las tres mezclas de concreto (siempre y cuando se utilicen materiales iguales)
- Debido a la alta dispersión de los valores obtenidos en el número de rebote, se recomienda aumentar a 15 lecturas por cilindro, en contraposición a las 10 efectuadas.
- Se observa en el gráfico de desviación estándar vs el número de repeticiones que a menores resistencias aumenta la dispersión, y que la dispersión presenta una tendencia semejante para cada resistencia evaluada.
- Se encuentra que la tasa de transferencia "K", en la prueba de conteo nuclear, está influenciada directamente por la composición en la dosificación, cuando se tienen densidades muy parecidas.

- Es necesario para el ensayo de la medición del conteo de la actividad radioactiva retomar la investigación a fin de dar él soporte adecuado a las conclusiones que se obtienen en este trabajo debido a que no se realizo un número suficiente de repeticiones.
- Es importante recordar que muchos de los resultados obtenidos en este trabajo representan muy bien las propiedades del concreto elaborado en este proyecto, sin embargo no se aconseja generalizar los mismos (diferencia en los materiales y equipos), mas las tendencias si son aplicables. (excepto la prueba de conteo nuclear, pues se requiere de un mayor estudio).
- Se recomienda ampliar el estudio el en campo de los ensayos no destructivos, incorporando como variable los materiales que se utilizan (tipos de cemento, agregados, y la incorporación de aditivos).
- Es recomendable a fin de complementar este trabajo, realizar un estudio económico comparativo que cuantifique el impacto de la implementación de pruebas no destructivas para distintos tipos de proyectos de construcción.
- Cabe destacar finalmente que los resultados obtenidos son producto de pruebas controladas de laboratorio, tanto en especímenes, como en los ensayos; por lo que se requiere ampliar la investigación a nivel de campo, donde existen más variables a tomar en cuenta. En este caso se recomienda la extracción de núcleos del sitio a fin de obtener resultados más confiables en el concreto evaluado.

Apéndices

Apéndice I. Aspectos que afectan las lecturas en la prueba del ultrasonido.

Apéndice II. Propiedades de los materiales utilizados para la elaboración del concreto.

Apéndice III. Registros de resultados de los ensayos.

Apéndice IV. Simbología y Notación.

Apéndice V. Procedimiento de diseño de mezcla recomendado (basado en la norma ACI 211)

Apéndice I. Aspectos que afectan las lecturas en la prueba del ultrasonido.

Factores que afectan la velocidad en la prueba del ultrasonido

Distancia del camino (recorrido de la onda)

La longitud de la distancia en el caso de una prueba de transmisión directa no debe ser menor de 100 mm para concreto cuyo tamaño máximo de agregado sea menor o igual a 20 mm, y la distancia debe ser de al menos 150 mm para agregados entre 20 mm y 40 mm de tamaño máximo

Forma y tamaño del espécimen

La velocidad de los pulsos de la vibración son independientes de la forma y tamaño del espécimen en el que viajan siempre y cuando se mantenga una dimensión lateral mínima del espécimen; bajo este valor de dimensión las lecturas de velocidad se reducen apreciablemente. La dimensión mínima depende de la frecuencia del transductor de la velocidad de la onda como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1: Variación de los especímenes según la velocidad y la frecuencia del Transductor

Frecuencia del Transductor	Velocidad del pulso en el concreto (m/s)		
	$V_D = 3657$	$V_D = 4115$	$V_D = 4572$
Mínima dimensión lateral del espécimen			
KHz	mm	mm	mm
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

La humedad y temperatura a la que se realice la prueba

La humedad y temperatura no tienen un efecto significativo en el rango de 5 C a 30 C, pero para estos casos se puede realizar una corrección mediante la tabla 2.

Tabla 2: Variación según la humedad y Temperatura de la velocidad

Temperatura	Corrección a la velocidad	
	Concreto seco al aire	Concreto saturado
C	%	%
60	5	4
40	2	1,7
20	0	0
0	-0,5	-1
-4	-1,5	-7,5

Efecto de las barras de refuerzo

La velocidad medida en el acero de refuerzo es hasta valores de el doble mayor que la velocidad del concreto para el refuerzo usual, por eso elementos fuertemente reforzado pueden variar considerablemente los valores de velocidad que resulten de las pruebas. El aumento en el valor de la velocidad depende de la proximidad de las barras de refuerzo, de su diámetro y de su orientación respecto a la lectura que se realiza. Una serie de correcciones han sido elaboradas para distintas condiciones, sin embargo no se recomienda realizar la prueba cerca o mucho menos directamente sobre, donde se sabe hay acero de refuerzo.

La influencia del acero de refuerzo es pequeña si este se encuentra ubicado de manera perpendicular a la dirección del pulso (ver figura 1). El valor de la velocidad puede ser corregido mediante el uso de un factor de corrección dado en la figura 2, donde el valor de " L_s " corresponde a la suma de los diámetros por los que atraviesa el pulso y " L " es la distancia entre los transductores, adicionalmente el factor depende de la calidad del concreto.

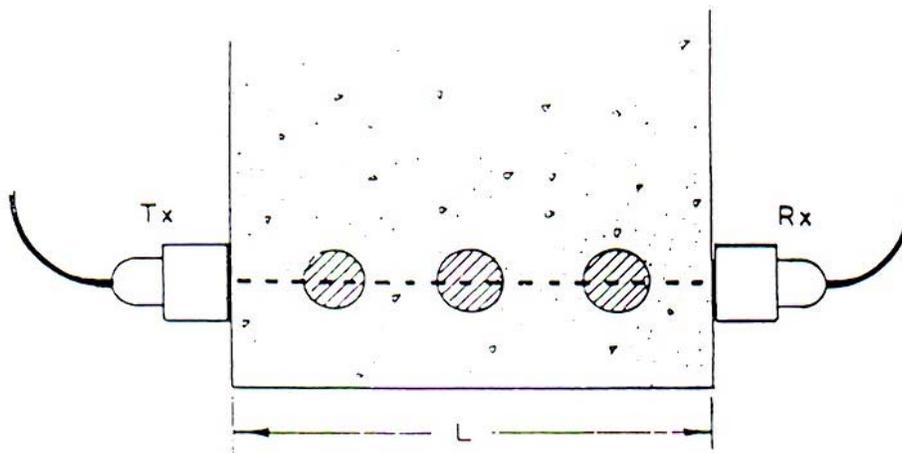


Figura 1: Acero perpendicular a la velocidad del pulso

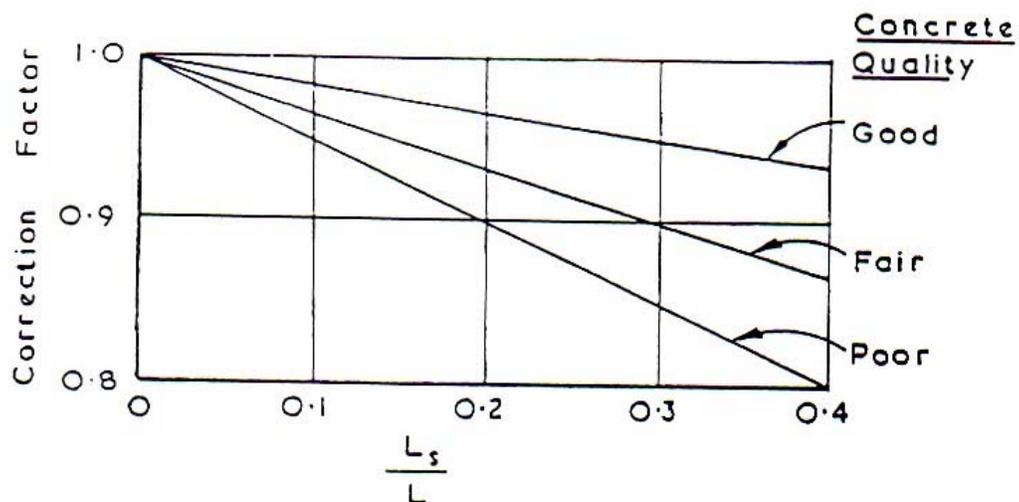


Figura 2: Factores de corrección para el acero perpendicular

Cuando el acero se encuentra en dirección paralela al camino del pulso (ver figura 3) la influencia de refuerzo se incrementa, un factor aproximado de corrección para esta situación es el que se da en la figura 4, donde "a" es la distancia perpendicular entre barra y los transductores. Para este caso es un más recomendable alejarse lo mas posible del refuerzo.

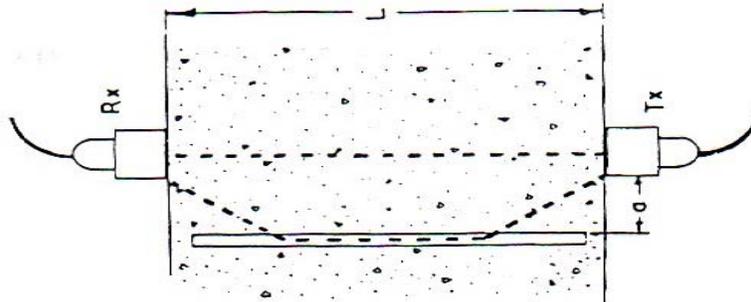


Figura 3: Acero en dirección paralela al pulso

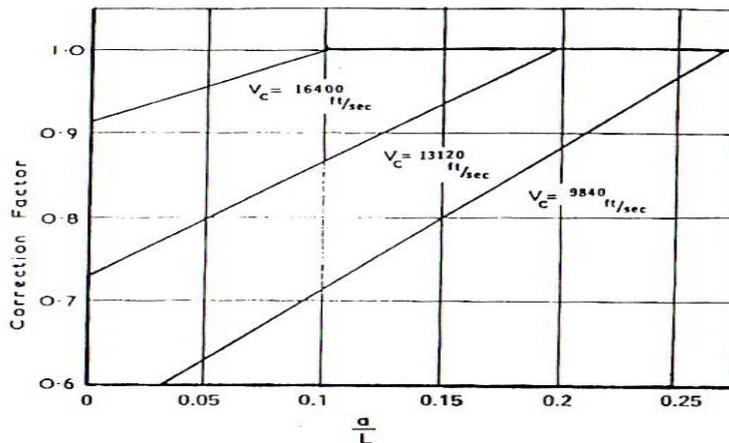


Figura 4: Factor de corrección para acero paralelo a la velocidad del pulso

Defectos en el concreto

Las lecturas de la velocidad también son afectadas por los distintos defectos en el concreto que pueden existir, por lo que se puede utilizar el método para detectar estos defectos siguiendo ciertas metodologías.

Por ejemplo cuando se encuentran vacíos medianos y grandes (vacíos con áreas proyectadas mayores al área de los transductores) el pulso viaja por el perímetro del vacío aumentando el tiempo y por ende disminuye la velocidad.

Para vacíos de gran tamaño se puede estimar su tamaño y profundidad asumiendo que el pulso se desvía por el camino más corto a través del vacío.

Con este método también se pueden detectar planos de falla o grietas en el concreto sean estas verticales, horizontales o inclinadas utilizando la configuración para transmisión indirecta del pulso.

La metodología para indicar la profundidad de planos de falla horizontales también es aplicable para determinar los espesores de distintos elementos (especialmente en losas donde solo se tiene la posibilidad de acceder a una cara del espécimen) dado a que se produce un cambio de un material a otro donde las velocidades de onda de cada uno son distintas.

Apéndice II. Propiedades de los materiales utilizados para la elaboración del concreto.

Agregado Grueso

Malla #	W Retenido Total(g)	W Retenido (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasando	Especificación
1"	195,000	48,000	0%	0%	100%	100%
3/4"	2570,000	2423,000	21%	22%	78%	73%
1/2"	6683,000	6536,000	58%	80%	20%	41%
3/8"	1348,000	1201,000	11%	90%	10%	22%
#4	489,500	342,500	3%	93%	7%	0%
#8	272,000	125,000	1%	95%	5%	
Bandeja	783,000	636,000	6%	100%	0%	

Error

-0,16%

% Absorción

1,93%

G_{bs}

2,63

G_{bss}

2,68

G_{as}

2,77

γ compactado (varilla)

1526,30 kg / m³

γ suelto

1410,94 kg / m³

Agregado Fino

Malla #	W Retenido (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasando	Especificación	ASTM C
#4	0,000	0%	0%	100%	95%	100%
#8	66,290	16%	16%	84%	80%	100%
#16	88,060	21%	37%	63%	50%	85%
#30	102,020	24%	61%	39%	25%	60%
#50	112,560	27%	88%	12%	10%	30%
#100	38,780	9%	97%	3%	2%	10%
#200	13,160	3%	100%	0%	0%	5%

Error

-0,191%

MF

2,98

G_{bs}

2,51

G_{bsss}

2,61

G_{as}

2,78

% Absorción

3,81%

γ compactado 1701,79 kg / m³

γ suelto 1453,76 kg / m³

Apéndice III. Registros de resultados de los ensayos.

Resistencia de 20,6 MPa a los 3 Días

Compresión Simple de Cilindros					
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
AM7-C3	111,30	6,13	62,50	14-10-2003	17-10-2003
AM7-C5	100,30	5,52	56,31	14-10-2003	17-10-2003
AM7-C6	100,80	5,55	56,56	14-10-2003	17-10-2003
Promedio		5,73			
"σ²" (MPa)		0,34			
CV		6,0%			

Resistencia de 280 kg/cm² a los 3 Días

Compresión Simple de Cilindros					
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
BM7-C1	191,30	10,53	107,34	13-10-2003	16-10-2003
BM7-C2	184,70	10,17	103,67	13-10-2003	16-10-2003
BM7-C3	141,50	7,89	80,43	13-10-2003	16-10-2003
Promedio		9,53			
"σ²" (MPa)		1,43			
CV		15,0%			

Resistencia de 350 kg/cm² a los 3 Días

Compresión Simple de Cilindros					
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
CM7-C2	219,70	12,10	123,34	14-10-2003	17-10-2003
CM7-C5	226,00	12,44	126,81	14-10-2003	17-10-2003
CM7-C6	222,70	12,26	124,97	14-10-2003	17-10-2003
Promedio		12,27			
"σ²" (MPa)		0,17			
CV		1,4%			

Resistencia de 20,6 MPa a los 14 Días

Prueba Esclerómetro																
Espécimen	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Nº 11	Nº 12	Nº 13	Nº 14	Nº 15	Promedio (golpes)
AM7-C1	12	13	13	12	13	14	30	14	16	14	/	/	/	/	/	13,4
AM7-C2	11	13	13	12	16	14	13	14	12	12	/	/	/	/	/	13,0
AM7-C4	12	14	16	10	13	13	16	11	16	14	/	/	/	/	/	13,5

Promedio

"σ"²

CV

13,31

1,61

12,1%

Resistencia de 280 kg/cm² a los 14 Días

Prueba Esclerómetro																
Espécimen	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Nº 11	Nº 12	Nº 13	Nº 14	Nº 15	Promedio (golpes)
BM7-C4	18	16	16	17	16	15	14	19	16	16	14	16	17	27	16	16,2
BM7-C5	18	18	16	16	18	16	18	18	15	15	15	16	18	15	15	16,5
BM7-C6	16	18	21	16	19	17	20	20	14	16	18	24	20	20	20	18,6

Promedio

"σ"²

CV

17,09

2,11

12,4%

Resistencia de 350 kg/cm² a los 14 Días

Prueba Esclerómetro																
Espécimen	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Nº 11	Nº 12	Nº 13	Nº 14	Nº 15	Promedio (golpes)
CM7-C1	17	18	17	19	31	19	18	22	18	18	/	/	/	/	/	18,4
CM7-C3	20	16	16	16	17	16	16	16	20	18	/	/	/	/	/	17,1
CM7-C4	18	17	15	18	14	20	14	18	16	20	/	/	/	/	/	17,0

Promedio

"σ"²

CV

17,48

1,88

10,8%

Resistencia de 20,6 MPa a los 14 Días

Compresión Simple de Cilindros							
Espécimen	Carga (KN)	Diámetro (cm)	Area (cm ²)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
AM7-C1	266,80	15,71	193,84	13,76	140,31	14-10-2003	28-10-2003
AM7-C2	255,70	15,23	182,18	14,04	143,08	14-10-2003	28-10-2003
AM7-C4	271,80	15,39	186,12	14,60	148,86	14-10-2003	28-10-2003

Promedio **14,13**

" σ^m " (MPa) **0,43**

CV **3,0%**

Resistencia de 280 kg/cm² a los 14 Días

Compresión Simple de Cilindros							
	Carga (KN)	Diámetro (cm)	Area (cm ²)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
BM7-C4	353,00	15,24	182,41	19,35	197,26	13-10-2003	27-10-2003
BM7-C5	363,30	15,24	182,41	19,92	203,02	13-10-2003	27-10-2003
BM7-C6	449,50	15,24	182,41	24,64	251,19	13-10-2003	27-10-2003

Promedio **21,30**

" σ^m " (MPa) **2,91**

CV **13,6%**

Resistencia de 350 kg/cm² a los 14 Días

Compresión Simple de Cilindros							
	Carga (KN)	Diámetro (cm)	Area (cm ²)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
CM7-C1	504,20	15,20	181,51	27,78	283,17	14-10-2003	28-10-2003
CM7-C3	512,40	15,48	186,25	27,22	277,46	14-10-2003	28-10-2003
CM7-C4	511,80	15,18	180,98	28,28	288,27	14-10-2003	28-10-2003

Promedio **27,76**

" σ^m " (MPa) **0,53**

CV **1,9%**

Resistencia Teórica 20,6 MPa
Edad 7 días

Prueba Esclerómetro												
Cilindros	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Promedio (golpes)	Desviación Estandar
AM1-C1	12	15	12	13	11	16	11	12	12	14	12,8	1,7
AM1-C2	13	12	11	11	13	14	14	14	12	15	12,9	1,4
AM1-C3	10	10	12	10	11	13	14	12	13	10	11,5	1,5
AM2-C1	24	14	10	12	25	10	12	11	11	11		
AM2-C2	13	11	14	13	12	11	12	12	11	11	12,0	1,1
AM2-C3	14	10	12	12	12	13	12	11	11	12	11,9	1,1
AM3-C1	14	11	11	10	12	12	12	12	11	12	11,7	1,1
AM3-C2	12	15	10	14	12	11	12	13	12	13	12,4	1,4
AM3-C3	11	10	11	14	10	10	11	12	20	10	11,0	1,3
AM4-C1	10	13	11	11	10	13	13	13	14	15	12,3	1,7
AM4-C2	10	11	10	10	10	10	11	11	11	10	10,4	0,5
AM4-C3	11	11	10	11	11	12	12	12	10	11	11,1	0,7
AM5-C1	10	12	10	10	10	10	11	11	11	12	10,7	0,8
AM5-C2	12	10	10	10	16	12	11	11	11	10	11,3	1,8
AM6-C1	14	10	10	11	10	11	10	12	10	11	10,9	1,3
AM6-C2	10	11	10	10	10	11	10	11	12	10	10,5	0,7

Promedio

11,6

σ^2

1,4

CV

12,4%

Resistencia Teórica 20,6 MPa
Edad 28 días

Prueba Esclerómetro												
Cilindros	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Promedio (golpes)	Desviación Estandar
AM3-C2	11	14	12	16	14	16	12	16	16	15	14,2	1,9
AM4-C1	16	19	31	14	16	24	13	10	16	11		
AM4-C3	16	17	14	19	13	13	13	16	13	20	15,4	2,6
AM5-C2	14	15	15	18	12	16	17	14	11	15	14,7	2,1
AM6-C2	16	19	16	18	16	10	13	12	13	14	14,7	2,8

Promedio

14,8

σ^2

2,3

CV

15,9%

Resistencia Teórica 27,5 MPa
Edad 7 días

Prueba Esclerómetro												
Cilindros	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Promedio (golpes)	Desviación Estandar
BM1-C1	18	16	13	14	15	25	17	14	14	13	14,9	1,8
BM1-C2	15	12	14	15	16	16	18	16	12	14	14,8	1,9
BM1-C3	14	14	18	16	14	14	16	12	14	12	14,4	1,8
BM1-C4	18	17	21	14	15	16	17	14	15	16	16,3	2,1
BM2-C1	16	18	11	16	16	16	17	18	18	15	16,1	2,1
BM2-C2	14	16	14	17	19	15	15	16	13	16	15,5	1,7
BM2-C3	18	16	14	12	16	20	18	16	19	15	16,4	2,4
BM2-C4	15	14	14	13	17	15	16	16	13	14	14,7	1,3
BM6-C1	16	16	10	17	16	15	13	13	11	13	14,0	2,4
BM6-C2	15	13	15	13	12	13	14	15	13	15	13,8	1,1
BM6-C3	18	13	15	11	12	15	13	11	11	13	13,2	2,3
BM6-C4	16	14	16	15	13	14	12	11	12	12	13,5	1,8
BM6-C5	10	12	12	15	12	12	11	12	14	14	12,4	1,5
BM6-C6	12	14	14	16	16	12	12	11	11	11	12,9	2,0
BM6-C7	15	12	15	14	16	13	12	12	12	11	13,2	1,7
BM6-C8	16	12	11	14	11	12	13	12	13	14	12,8	1,5

Promedio

14,3

σ^2

2,2

CV

15,2%

Resistencia Teórica 27,5 MPa
Edad 28 días

Prueba Esclerómetro												
Cilindros	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Promedio (golpes)	Desviación Estandar
BM1-C2	13	21	19	18	21	13	14	21	13	18	17,1	3,5
BM1-C4	17	19	21	14	20	16	20	14	21	17	17,9	2,7
BM2-C1	19	19	18	19	18	23	15	21	17	16	18,5	2,3
BM2-C3	22	21	13	19	17	18	17	17	13	17	17,4	2,9
BM6-C1	21	18	14	22	20	18	16	18	17	30	18,2	2,5
BM6-C3	20	22	20	20	19	17	12	19	16	14	17,9	3,1
BM6-C5	16	16	20	17	18	15	15	14	14	18	16,3	1,9
BM6-C7	20	18	28	17	22	13	14	16	13	12	16,1	3,4

Promedio

17,4

σ^2

2,8

CV

16,2%

Resistencia Teórica 34,3 MPa
Edad 7 días

Prueba Esclerómetro												
Cilindros	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Promedio (golpes)	Desviación Estandar
CM1-C1	15	11	16	15	14	15	15	11	19	17	14,8	2,4
CM1-C2	15	16	15	16	14	14	18	14	16	12	15,0	1,6
CM1-C3	17	14	17	18	17	14	15	13	18	14	15,7	1,9
CM2-C1	16	18	15	13	17	17	13	18	15	15	15,7	1,8
CM2-C2	18	15	16	16	17	18	14	18	19	16	16,7	1,6
CM2-C3	17	17	12	12	13	15	14	14	14	14	14,2	1,8
CM3-C1	18	15	14	19	18	21	21	19	19	19		2,3
CM3-C2	18	18	20	14	16	17	13	18	15	18		2,2
CM3-C3	17	13	16	17	13	13	20	18	15	18		2,4
CM4-C1	18	12	14	17	17	13	14	12	12	12	14,1	2,4
CM4-C2	20	12	17	16	16	16	14	16	11	15	15,3	2,5
CM4-C3	14	20	16	14	14	17	13	14	14	14	15,0	2,1
CM5-C1	14	15	12	12	12	18	16	15	18	15	14,7	2,3
CM5-C2	16	16	22	16	14	12	14	15	12	12	14,1	1,8
CM6-C1	20	14	15	13	16	14	13	13	18	14	15,0	2,4
CM6-C2	13	14	16	14	15	16	11	17	14	19	14,9	2,2

Promedio

15,0

σ^2

2,1

CV

14,0%

Resistencia Teórica 34,3 MPa
Edad 28 días

Prueba Esclerómetro												
Cilindros	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9	Nº 10	Promedio (golpes)	Desviación Estandar
CM1-C2	20	20	18	16	16	21	18	20	24	14	18,7	2,9
CM2-C1	17	20	20	19	21	18	18	18	18	15	18,4	1,7
CM2-C3	18	21	21	14	23	17	18	20	14	15	18,1	3,1
CM3-C2	22	18	21	19	19	20	29	22	24	32	21,6	3,4
CM4-C1	20	20	18	18	18	20	21	20	25	22	20,2	2,1
CM4-C3	17	26	16	19	25	23	18	26	24	20	21,4	3,8
CM5-C2	18	27	16	19	25	23	18	26	24	20	21,6	3,9
CM6-C2	19	25	30	23	22	21	20	23	24	18	21,7	2,3

Promedio

20,2

σ^2

3,2

CV

16,0%

Resistencia Teórica 20,6 MPa
Edad 7 días

Compresión Simple de Cilindros					
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
AM1-C1	176,6	9,73	99,26	09-09-03	16-09-03
AM1-C3	144,1	7,94	80,98	09-09-03	16-09-03
AM2-C2	150,8	8,30	84,70	09-09-03	16-09-03
AM3-C1	183,0	10,08	102,86	10-09-03	17-09-03
AM3-C3	180,4	9,94	101,38	10-09-03	17-09-03
AM4-C2	166,5	9,17	93,54	10-09-03	17-09-03
AM5-C1	174,9	9,63	98,29	10-09-03	17-09-03
AM6-C1	176,4	9,71	99,11	10-09-03	17-09-03
Promedio		9,3			
σ² (MPa)		0,8			
CV		8,5%			

Resistencia Teórica 20,6 MPa
Edad 28 días

Compresión Simple de Cilindros					
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
AM3-C2	348,2	19,17	195,61	10-09-03	08-10-03
AM4-C1	338,8	18,65	190,31	10-09-03	08-10-03
AM4-C3	337,7	18,60	189,80	10-09-03	08-10-03
AM5-C2	337,2	18,57	189,49	10-09-03	08-10-03
AM6-C2	354,3	19,51	199,08	10-09-03	08-10-03
Promedio		18,9			
σ² (MPa)		0,4			
CV		2,2%			

Resistencia Teórica 27,5 MPa
Edad 7 días

Compresión Simple de Cilindros						
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla	
BM1-C1	299,3	15,03	153,34	08-09-03	16-09-03	
BM1-C3	295,3	14,83	151,29	08-09-03	16-09-03	
BM2-C1	276,9	13,91	141,89	08-09-03	16-09-03	
BM2-C3	267,7	13,44	137,15	08-09-03	16-09-03	
BM6-C2	228,3	12,57	128,27	22-09-03	29-09-03	
BM6-C4	240,5	13,24	135,10	22-09-03	29-09-03	
BM6-C6	224,7	12,37	126,22	22-09-03	29-09-03	
BM6-C8	249,4	13,73	140,10	22-09-03	29-09-03	
Promedio		13,6				
σ^2 (MPa)		1,0				
CV		7,0%				

Resistencia Teórica 27,5 MPa
Edad 28 días

Compresión Simple de Cilindros						
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla	
BM1-C2	487,4	26,84	273,88	08-09-03	06-10-03	
BM1-C4	483,3	26,61	271,53	08-09-03	06-10-03	
BM2-C1	451,6	24,87	253,78	08-09-03	06-10-03	
BM2-C3	460,5	25,36	258,78	08-09-03	06-10-03	
BM6-C1	460,1	25,34	258,57	22-09-03	20-10-03	
BM6-C3	485,1	26,71	272,55	22-09-03	20-10-03	
BM6-C5	466,2	25,67	261,94	22-09-03	20-10-03	
BM6-C7	454,3	25,01	255,20	22-09-03	20-10-03	
Promedio		25,8				
σ^2 (MPa)		0,8				
CV		3,1%				

Resistencia Teórica 34,3 MPa
Edad 7 días

Compresión Simple de Cilindros					
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
CM1-C1	303,2	16,72	170,61	23-09-03	30-09-03
CM1-C3	307,2	16,92	172,65	23-09-03	30-09-03
CM2-C2	290,5	16,00	163,27	23-09-03	30-09-03
CM3-C1	376,0	20,70	211,22	24-09-03	01-10-03
CM3-C3	397,5	21,89	223,37	24-09-03	01-10-03
CM4-C2	323,3	17,80	181,63	24-09-03	01-10-03
CM5-C1	293,5	16,16	164,90	24-09-03	01-10-03
CM6-C1	361,4	19,40	197,96	25-09-03	02-10-03
Promedio		17,2			
σ^2 (MPa)		1,3			
CV		7,4%			

Resistencia Teórica 34,3 MPa
Edad 28 días

Compresión Simple de Cilindros					
Especimen	Carga (KN)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
CM1-C2	522,9	28,80	293,88	23-09-03	21-10-03
CM2-C1	555,0	30,56	311,84	23-09-03	21-10-03
CM2-C3	527,1	29,02	296,12	23-09-03	21-10-03
CM3-C2	669,7	36,86	376,12	24-09-03	17-09-03
CM4-C1	611,0	33,64	343,27	24-09-03	17-09-03
CM4-C3	619,1	34,09	347,86	24-09-03	17-09-03
CM5-C2	564,0	31,13	317,65	24-09-03	17-09-03
CM6-C2	609,3	33,55	342,35	25-09-03	18-09-03
Promedio		31,5			
σ^2 (MPa)		2,2			
CV		7,1%			

Resistencia Teórica 20,6 MPa
Edad 7 días

Flexión en Vigas							
Especimen	Carga (Kg)	Ancho del Especimen (mm)	Alto del Especimen (mm)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
AM1-V1	1755,00	154,88	154,88	2,52	25,67	09-09-03	16-09-03
AM1-V3	1760,00	154,88	154,88	2,53	25,75	09-09-03	16-09-03
AM2-V1	1460,00	154,88	154,88	2,10	21,36	09-09-03	16-09-03
AM3-V3	1735,00	154,88	154,88	2,49	25,38	10-09-03	17-09-03
AM4-V1	1540,00	154,88	154,88	2,21	22,53	10-09-03	17-09-03
AM4-V3	1460,00	154,88	154,88	2,10	21,36	10-09-03	17-09-03
AM5-V2	1560,00	154,88	154,88	2,24	22,82	10-09-03	17-09-03
AM6-V2	1525,00	154,88	154,88	2,19	22,31	10-09-03	17-09-03
Promedio				2,3			
σ^2 (MPa)				0,2			
CV				8,1%			

Resistencia Teórica 20,6 MPa
Edad 28 días

Flexión en Vigas							
Especimen	Carga (Kg)	Ancho del Especimen (mm)	Alto del Especimen (mm)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
AM1-V2	2600,00	154,56	154,60	3,75	38,25	09-09-03	07-10-03
AM2-V2	2525,00	155,44	153,96	3,65	37,24	09-09-03	07-10-03
AM2-V3	2630,00	155,32	153,72	3,82	38,94	09-09-03	07-10-03
AM3-V2	2825,00	155,62	155,98	4,02	41,00	10-09-03	08-10-03
AM3-V1	2650,00	155,06	154,42	3,82	38,95	10-09-03	08-10-03
AM4-V2	2650,00	154,90	154,15	3,84	39,13	10-09-03	08-10-03
AM5-V1	2850,00	155,70	155,36	4,09	41,68	10-09-03	08-10-03
AM6-V1	2825,00	155,40	157,46	3,95	40,29	10-09-03	08-10-03
Promedio				3,9			
σ^2 (MPa)				0,1			
CV				3,7%			

Resistencia Teórica 27,5 MPa
Edad 7 días

Flexión en Vigas							
Especimen	Carga (Kg)	Ancho del Especimen (mm)	Alto del Especimen (mm)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
BM1-V2	2340,00	154,88	154,88	3,36	34,23	08-09-03	16-09-03
BM2-V2	2380,00	154,88	154,88	3,42	34,81	08-09-03	16-09-03
BM3-V1	2050,00	154,88	154,88	2,94	29,99	08-09-03	16-09-03
BM3-V3	2039,00	154,88	154,88	2,93	29,83	08-09-03	16-09-03
BM4-V1	1950,00	155,20	155,18	2,78	28,36	22-09-03	29-09-03
BM4-V2	1900,00	155,12	155,40	2,70	27,56	22-09-03	29-09-03
BM5-V2	1950,00	155,42	155,24	2,78	28,29	22-09-03	29-09-03
BM5-V3	1935,00	155,68	154,94	2,76	28,14	22-09-03	29-09-03
Promedio				3,0			
σ^2 (MPa)				0,3			
CV				9,4%			

Resistencia Teórica 27,5 MPa
Edad 28 días

Flexión en Vigas							
Especimen	Carga (Kg)	Ancho del Especimen (mm)	Alto del Especimen (mm)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
BM1-V1	2750,00	154,92	157,04	3,88	39,56	08-09-03	06-10-03
BM2-V1	3375,00	154,36	153,70	4,99	50,86	08-09-03	06-10-03
BM3-V2	3000,00	156,20	157,64	4,17	42,47	08-09-03	06-10-03
BM4-V3	2925,00	155,16	156,26	4,16	42,43	22-09-03	20-10-03
BM5-V4	2875,00	154,66	155,40	4,15	42,30	22-09-03	20-10-03
BM5-V1	2775,00	155,42	156,88	3,91	39,87	22-09-03	20-10-03
BM4-V4	2975,00	154,40	156,98	4,22	42,97	22-09-03	20-10-03
Promedio				4,2			
σ^2 (MPa)				0,4			
CV				8,7%			

Resistencia Teórica 34,3 MPa
Edad 7 días

Flexión en Vigas							
Especimen	Carga (Kg)	Ancho del Especimen (mm)	Alto del Especimen (mm)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
CM1-V2	1975,00	155,52	156,92	2,75	28,03	23-09-03	30-09-03
CM2-V1	2375,00	155,20	154,34	3,42	34,91	23-09-03	30-09-03
CM2-V3	2020,00	154,92	155,56	2,87	29,28	23-09-03	30-09-03
CM3-V1	2425,00	155,32	155,42	3,45	35,13	24-09-03	01-10-03
CM4-V2	2175,00	155,08	155,46	3,09	31,54	24-09-03	01-10-03
CM4-V3	2200,00	155,40	155,70	3,11	31,74	24-09-03	01-10-03
CM5-V1	1860,00	155,10	155,78	2,63	26,86	24-09-03	01-10-03
CM6-CV	2395,00	156,20	156,90	3,32	33,85	25-09-03	02-10-03
Promedio				3,0			
σ² (MPa)				0,3			
CV				9,6%			

Resistencia Teórica 34,3 MPa
Edad 28 días

Flexión en Vigas							
Especimen	Carga (Kg)	Ancho del Especimen (mm)	Alto del Especimen (mm)	Módulo de Ruptura (MPa)	Módulo de Ruptura (kg/cm ²)	Día de elaboración	Día de falla
CM1-V1	3525,00	156,56	157,24	4,91	50,04	23-09-03	21-10-03
CM1-V3	3375,00	155,30	156,28	4,80	48,90	23-09-03	21-10-03
CM2-V2	2975,00	154,94	154,52	4,34	44,19	23-09-03	21-10-03
CM3-V2	3325,00	155,82	154,26	4,83	49,28	24-09-03	22-10-03
CM3-V3	2450,00	154,50	155,40	3,54	36,09	24-09-03	22-10-03
CM4-V1	3725,00	155,56	155,86	5,31	54,17	24-09-03	22-10-03
CM5-V2	3325,00	154,66	155,06	4,82	49,14	24-09-03	22-10-03
CM6-V1	3650,00	154,64	155,12	5,29	53,91	25-09-03	23-10-03
Promedio				4,9			
σ² (MPa)				0,4			
CV				7,4%			

Apéndice IV. Simbología y Notación.

Apéndice IV. Simbología y Notación

Seguidamente se presenta la definición de algunos símbolos y notaciones utilizados en el transcurso del documento.

ACI: American Concrete Institute

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

ASTM: American Society for Testing and Materials.

V_D : Velocidad de transmisión directa.

V_i : Velocidad de transmisión indirecta

N: número de rebote (Martillo Schmitz)

σ : Desviación estándar.

cv: Coeficiente de variación.

M_R : Módulo de Ruptura (resistencia a la flexión).

Cs_{137} : Cesio 137 (isótopo radiactivo)

SI: Sistema internacional de unidades.

K: relación de transmisión

IAEA: Agencia Internacional de Energía Atómica.

C_N : Corresponde al conteo del número de desintegraciones atómicas por segundo.

R_m : Intervalo promedio en la carta de control.

n : es la cantidad total de réplicas a realizar.

f'_{cr} : Resistencia especificada de diseño.

A/C: relación agua/cemento, por peso.

Apéndice V. Procedimiento de diseño de mezcla recomendado (basado en la norma ACI 211)

Diseño de Mezclas (Norma ACI 211)

El proporcionamiento de mezclas de concreto o “Diseño de Mezclas”, es un proceso que consiste en la selección de los elementos disponibles y la determinación de sus cantidades relativas para producir, tan económicamente como sea posible, concreto con el grado requerido de manejabilidad, que al endurecer a la velocidad apropiada, adquiera las propiedades de resistencia, durabilidad, peso unitario, estabilidad de volumen y apariencia adecuados.

El diseño de una mezcla de concreto envuelve un concepto más amplio que una simple proporción de materiales, requiere en sí de un análisis de las condiciones de colocación, compactación, sitio de colocación, ataque de elementos químicos, uso proyectado y exposición del mismo entre otros, por tanto, el diseño de una mezcla de concreto requiere de una etapa previa de razonamiento que refleje las características requeridas del mismo, como se muestra en la Figura 1.

Este análisis inicia el momento de selección de las fuentes de materiales, pues de las mismas dependen una serie de características que hacen de una mezcla de concreto, un material de alto grado de manejabilidad, con una confiabilidad determinada para lograr los objetivos planteados, como lo puede ser el alcanzar una resistencia establecida en el concreto endurecido a una edad establecida. Por otra parte, el diseño de una mezcla de concreto depende en sí de las características que se le atribuyan a los insumos utilizados en la misma, por lo que todos los elementos constituyentes de la mezcla como lo son los agregados, el cementos, el agua y los aditivos, deben ser analizados con el fin de tener delimitado el panorama al momento de generar un diseño de concreto con determinadas especificaciones.

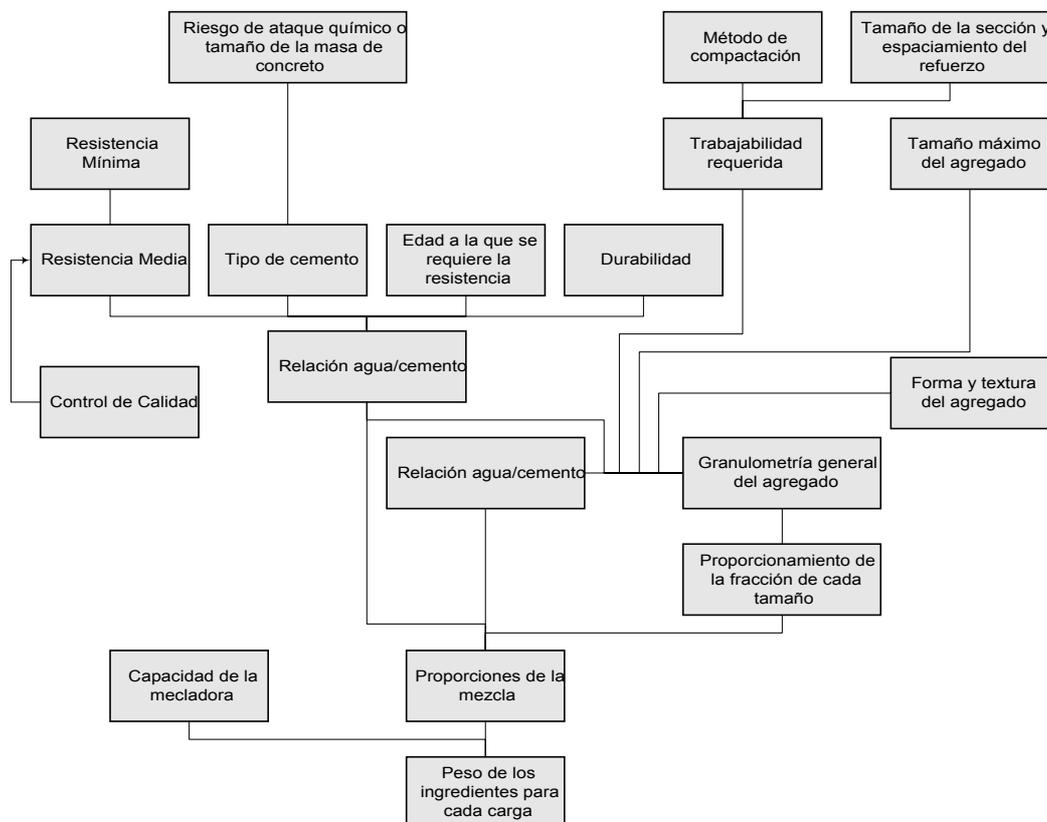


Figura 1: Proceso de análisis para la dosificación de mezclas de concreto. Tomada de Tecnología del concreto y del mortero.

Materiales

Cemento

En el sentido más amplio, la palabra cemento indica un material aglomerante, tiene propiedades de adherencia-cohesión, las cuales le permiten unir fragmentos de minerales entre sí, para formar un todo compacto con resistencia y durabilidad adecuadas.

En el caso del cemento, no solo basta su conformidad con las normas sino que, además se requiere medir sus propiedades físicas, químicas y mecánicas para la elaboración y utilización en un tipo determinado de concreto, como lo son:

- Peso específico
- Superficie específica
- Consistencia normal
- Tiempos de fraguado
- Resistencia a la compresión a 1, 3, 7, 14, 28 y 56 o 90 días de edad
- Composición química.

En el caso específico del proyecto, se optó por la utilización de un cemento que reflejara una parte la preferencia de consumo del mercado nacional, como lo es el cemento Pórtland modificado con puzolanas. A este tipo de cemento se le atribuye una serie de características como lo son:

- La puzolana mejora la trabajabilidad al dar mayor plasticidad a la mezcla.
- El cemento puzolánico muestra, en general, buena resistencia al ataque de sulfatos.
- Por su bajo calor de hidratación, el cemento puzolánico tiende a agrietar menos bajo condiciones de curado apropiadas, propiedad que a su vez lo hacen ideal para cuando se requiere colar volúmenes masivos.
- Con un curado adecuado se producen resistencias mayores a edades más lejanas. Sin embargo, su lento desarrollo de resistencia obliga a un curado más prolongado para obtener, comparativamente, el valor de resistencia final que se alcance.
- El cemento puzolánico permite producir concretos menos porosos.

Agua

El agua se puede definir como aquel componente del concreto en virtud del cual, el cemento experimenta reacciones químicas que le dan la propiedad de fraguar y endurecer para formar un sólido único con los agregados, para ello se clasifica como agua de mezclado y agua de curado.

El agua de mezclado se define como la cantidad de agua por volumen unitario de concreto que requiere el cemento, contenido en ese volumen unitario, para producir una pasta eficientemente hidratada, con una fluidez tal, que permita la lubricación de los agregados cuando la mezcla se encuentra en estado plástico. Por lo general, se recomienda que el agua sea potable y que no tenga un pronunciado olor o sabor. Sin embargo, esto no es rigurosamente cierto, debido a que dentro del agua se pueden encontrar disueltas en altas concentraciones sales, cítricos o azúcares, entre otros, que pueden ser perjudiciales para el concreto o mortero. Por lo tanto, el agua por utilizarse debe cumplir con las recomendaciones de la Tabla 1, donde se presenta un resumen de las tolerancias de concentraciones máximas de impurezas en el agua de mezclado y de curado.

Tabla 1 Tolerancias de concentraciones de impurezas en el agua para mezclas *

Impurezas	Máxima Concentración Tolerada	
Carbonatos de sodio y potasio	1000	ppm
Cloruro de Sodio	20000	ppm
Cloruro, como Cl (concreto preesforzado)	500	ppm
Cloruro, como Cl (concreto humedo o con elementos de aluminio, metales similares o galvanizados)	1000	ppm
Sulfato de sodio	10000	ppm
Sulfato, como SO ₄	3000	ppm
Carbonatos de calcio y magnesio, como ión bicarbonato	400	ppm
Cloruro de magnesio	40000	ppm
Sulfato de magnesio	25000	ppm
Cloruro de Calcio (por peso de cemento en el concreto)	0,02	ppm
Sales de hierro	40000	ppm
Yodato, fosfato, arsenato y borato de sodio	500	ppm
Sulfito de Sodio	100	ppm
Acido sulfúrico y ácido clorhídrico	10000	ppm
pH	6.0 a 8.0	
Hidróxido de sodio (por peso de cemento en el concreto)	0,50%	
Hidróxido de potasio (por peso de cemento en el concreto)	1,20%	
Azucar	500	ppm
Partículas en suspensión	2000	ppm
Aceite mineral	2%	
Agua con algas	0	
Materia orgánica	20	ppm
Agua de mar (concentración total de sales para concreto no reforzado)	35000	ppm
Agua de mar para concreto reforzado y preesforzado	No recomendable	

* Tomado de Tecnología del Concreto y del mortero

Ahora bien, el curado puede definirse como el conjunto de condiciones necesarias para que la hidratación de la pasta evolucione sin interrupción hasta que todo el cemento se hidrate y el concreto alcance sus propiedades potenciales. Estas condiciones se refieren básicamente a la humedad y la temperatura.

En la ejecución de este proyecto, se optó por la utilización de los recursos disponibles en el laboratorio, para lo cual, el agua que cumple con los requerimientos para el consumo humano, y por tanto, es indicada para su utilización en concreto tanto para mezclado como para curado. Por otra parte se debe aclarar que durante la ejecución de un determinado proyecto, tanto en la etapa de diseño de mezclas como en la etapa de calibración de equipos de medición, se deben utilizar las mismas condiciones a las presentes en el sitio de obra, por lo que la fuente de suministro debe ser ampliamente estudiada y utilizada en forma correcta tanto en sitio como en laboratorio.

Agregados

En un principio, lo agregados se incorporan a las mezclas de concreto básicamente por razones de economía, sin embargo, con el avance de la tecnología del concreto las pruebas experimentales demostraron su gran importancia en la resistencia y la trabajabilidad de las mezclas; en primer caso atribuido mayormente al agregado grueso y, en segundo, al agregado fino.

Otro aspecto en el que contribuyen los agregados es, en la disminución de las contracciones durante el secado, en especial en obras masivas donde el control del agrietamiento resulta particularmente importante. Los agregados de buena calidad aumentan también la durabilidad del concreto y, en concreto expuesto, la selección adecuada del agregado permite obtener acabados de singular belleza estética.

En el caso de los agregados se debe tener suficiente cautela al momento de elegir la fuente de suministro, pues los mismo constituyen entre un 60% y un 80% del volumen de la

mezcla, por lo que una buena parte de las características del concreto, tanto en estado fresco como en estado endurecido, depende de las características y propiedades de los agregados, por lo cual, se requiere conocer el origen y propiedades petrográficas y mineralógicas, el análisis granulométrico, la forma y textura superficial de las partículas, el peso específico aparente, la capacidad de absorción de agua, el contenido natural de agua y el contenido de finos y sustancias perjudiciales entre otras cosas.

En el caso específico del proyecto, se tomó la decisión de fijar el estudio en una fuente de materiales de importancia en el mercado nacional, a fin de dar validez al estudio, para lo cual se procedió a participar en una serie de entrevistas con los mayores suplidores de materiales del mercado, como lo son el Grupo Siglo XXI, específicamente el Quebrador Orosi, y por otra parte con la empresa HOLCIM, tanto con el Quebrador Ochomogo, como con el Quebrador Gúapiles pertenecientes a la misma empresa. Finalmente se tomó la decisión de hacer uso de los agregados del Quebrador Gúapiles, tanto por su amplia trayectoria, como por el amplio mercado que cubre. Es significativo aclarar que la razón por la que el estudio se delimita a la utilización de una fuente única de agregados responde básicamente a la amplitud de variables a las que se puede ver sujeto el análisis en caso de optar por realizar el mismo sobre dos o más fuentes, ya que la razón de crecimiento de la cantidad específica de pruebas corresponde a una función exponencial, lo cual simplemente se hace inmanejable en el plazo de ejecución de esta investigación.

Aditivos

En la actualidad, los aditivos son considerados como un ingrediente más del concreto y empleados para modificar las propiedades de éste, de tal modo que se haga más adecuado para las condiciones de trabajo o por economía. Para ello, en la actualidad se cuenta con gran variedad de aditivos que cumplen diversos fines dentro del concreto.

Según el Comité ACI-212, un aditivo se define como un material distinto del agua, agregados y cemento hidráulico, que se usa como ingrediente en concretos o morteros y se añade a la mezcla inmediatamente, antes o durante el mezclado. Los aditivos pueden ser clasificados desde el punto de vista funcional, así, una clasificación resumida de los aditivos términos de su función es la siguiente:

- Aditivos Incluidores de aire
- Aditivos reductores de agua
- Aditivos retardantes
- Aditivos acelerantes
- Aditivos superplastificantes
- Aditivos minerales
- Otras aditivos

Si bien es cierto, la utilización de aditivos ha tomado gran importancia en la dosificación mezclas de concreto, las mismas reflejan una necesidad determinada, un problema o bien una característica del concreto que se desea mejorar, respecto al uso que se le pretenda suministrar al concreto; por lo que, en la ejecución de este estudio se dejó de lado la implementación de aditivos, debido a la gran variedad de combinaciones que debían de ser evaluadas con el fin de dar validez al estudio, y en contraposición se fijó el estudio sobre concretos en condiciones normales de dosificación, sin la utilización de productos químicos que intervengan en la constitución de la mezcla. Importante es la aclaración, de que la utilización de aditivos debe estar estrechamente vinculada al tipo de obra que se ejecuta, a las características propias del proyecto y ante todo a la diferenciación que se le desea impregnar al concreto, ya sea en estado fresco o bien en condiciones endurecidas.

Dosificación de Materiales

Hoy existen diversos métodos de diseño disponibles, y ellos dan aproximadamente las mismas proporciones relativas de materiales, pero la metodología de diseño de mezcla suministrado por la ACI ha sido utilizado en la ejecución de este proyecto, específicamente el procedimiento descrito en la sección ACI 211.1.

De acuerdo con el ACI 211.1, en la medida de lo posible, la selección de las características de una mezcla de concreto debe estar basada en datos de ensayos o experiencias con los materiales que van a ser utilizados.

El procedimiento de diseño de mezclas, se basa en una metodología de “prueba y error”, que en este caso converge rápidamente con el sistema de “ajuste y reajuste”. El procedimiento recomendado para el adecuado proporcionamiento de mezclas de concreto se realiza con la siguiente serie de pasos según el ACI 211:

- 1) Selección del revenimiento
- 2) Selección del tamaño máximo del agregado
- 3) Estimación del contenido de aire
- 4) Estimación del contenido de agua de mezclado
- 5) Determinación de la resistencia de diseño
- 6) Selección de la relación agua - cemento
- 7) Cálculo del contenido de cemento
- 8) Estimación de las proporciones de agregados
- 9) Ajuste por humedad de los agregados
- 10) Mezclas de prueba y ajustes

Selección del revenimiento

Las primeras consideraciones que se deben tomar en cuenta para especificar una consistencia determinada en el concreto fresco, son el tamaño de la sección y la cantidad y espaciado del acero de refuerzo. Por otra parte, el segundo aspecto por considerar son las condiciones de colocación, en la actualidad existen múltiples sistemas de vaciado; como el bombeo, las pavimentadoras, entre otros, que requieren de una mayor o menor plasticidad de la mezcla, lo cual como es sabido, depende en gran parte del contenido de finos. Finalmente, el tercer aspecto es el sistema de compactación, dado que la máxima resistencia se logra cuando la masa unitaria de concreto es máxima.

Precisamente el método ACI 211.1 hace alusión a este aspecto, mediante la inclusión de asentamientos recomendados para diferentes tipos de obras, utilizando un sistema de compactación por vibración, como se observa en la Tabla 2.

Tabla 2 Revenimientos recomendables para diversos tipos de construcción**

Tipo de Construcción	Revenimiento (mm)	
	Máximo*	Mínimo
Muros y Zapatas de cimentación de concreto reforzado	75	25
Zapatas simples, cajones y muros de la subestructura	75	25
Vigas y muros de concreto reforzado	100	25
Columnas	100	25
Pavimentos y losas	75	25
Concreto masivo	75	25

* Puede aumentar 25mm cuando se utilicen métodos diferentes al de vibración

**Tomado de ACI 211

Tamaño máximo de agregado

De acuerdo con el criterio del ACI 211.1, los agregados bien graduados, con mayor tamaño máximo tienen menos vacíos y menor área superficial que los de menor tamaño máximo; por consiguiente, si el tamaño máximo de los agregados en una mezcla de concreto se aumenta, los contenidos de agua y cemento disminuirán. Por lo tanto, el tamaño máximo de agregado deberá ser el mayor, económicamente disponible y compatible con el tamaño de la estructura.

En relación con la geometría y el refuerzo de las estructuras, el tamaño máximo del agregado se selecciona de acuerdo con la estrechez de los espacios, por los que debe desplazarse el concreto durante su colocación, de modo que el agregado grueso no sufra obstrucciones y pueda distribuirse uniformemente en todas las direcciones. Para ello deben considerarse aspectos tales como lo angosto de las secciones y las distancias mínimas entre las varillas del refuerzo y entre estas y el recubrimiento.

La influencia del tamaño máximo del agregado en la resistencia del concreto se observa en la Figura 2. En esta gráfica, las curvas muestran que, para diversos contenidos mínimos de cemento, la resistencia a la compresión es inversamente proporcional al tamaño máximo de agregado, y que en rangos de resistencia bajos, la medida del agregado es de menor importancia que en rangos de resistencia altos. Igualmente, se observa que los concretos con el menor tamaño del agregado, casi siempre generan resistencias más altas.

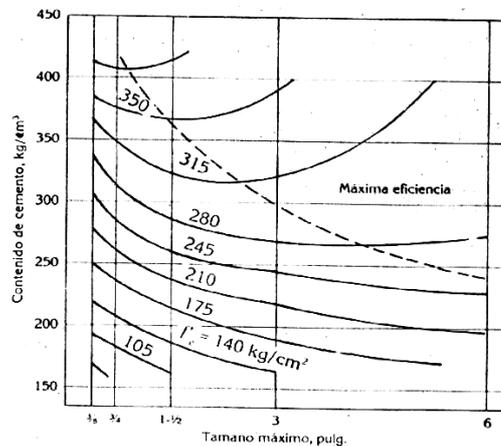


Figura 2: Influencia del tamaño máximo del agregado en la resistencia del concreto. Tomado de Tecnología del concreto y del mortero

Estimación del contenido de aire

Como es sabido, durante la operación de mezclado queda aire naturalmente atrapado dentro del concreto. Pero cuando se prevea que habrá condiciones de exposición severa, es conveniente incluir aire en el concreto. Bajo estas condiciones los comités 211 y 318 del ACI, indican las cantidades aproximadas de aire atrapado que pueden ser esperadas en el concreto sin aire incluido, y los niveles recomendados de aire intencionalmente incluido para diferentes tamaños máximos de agregado y para los diferentes niveles de exposición como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3: Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado***

Revenimiento (mm)	Agua en kg/m ³ de concreto para los tamaños máximos del agregado indicados							
	9,5 mm	12,5 mm	19 mm	25 mm	37,5 mm	50 mm**	75 mm**	150 mm**
Concreto sin aire incluido								
25 a 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 a 100	228	216	205	193	181	169	145	124
150 a 175	243	228	216	202	190	178	160	-
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido, por ciento	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2
Concreto con aire incluido								
25 a 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 a 100	202	193	184	175	165	157	133	119
150 a 175	216	205	197	184	174	166	154	-
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto con aire incluido, por ciento								
Exposición Ligera	4,5	4	3,5	3	2,5	2	1,5	1
Exposición moderada	6	5,5	5	4,5	4,5	4	3,5	3
Exposición severa	7,5	7	6	6	5,5	5	4,5	4

* Estas cantidades de agua de mezclado deben utilizarse en los cálculos de los factores de cemento para mezclas de prueba. Son los máximos para agregados gruesos angulares razonablemente bien formados, graduados dentro de los límites de las especificaciones aceptadas.

** Los valores de revenimiento para un concreto que contenga un agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de revenimiento efectuadas después de remover las partículas de 40 mm por medio de un cribado húmedo

*** Tomado de ACI 211

Para la interpretación de estos niveles de exposición, el comité ACI 211 contempla las siguientes definiciones:

Exposición ligera: cuando se desee la inclusión de aire por otros efectos benéficos que no sean la durabilidad, por ejemplo, para mejorar la trabajabilidad, o para incrementar la resistencia del concreto con bajo factor de cemento, pueden emplearse contenidos de aire inferiores a los necesarios para la durabilidad. Esta exposición incluye servicio interior o exterior, en climas en los que el concreto no estará expuesto a agentes de congelación o deshielo.

Exposición moderada: implica servicio en climas en donde es probable la congelación, pero en los que el concreto no estará expuesto continuamente a la humedad o al agua corriente durante largos periodos antes de la congelación, ni a agentes descongelantes u otros productos químicos agresivos.

Exposición severa: el concreto expuesto a productos químicos descongelantes u otros agentes agresivos, o bien, cuando el concreto pueda resultar altamente saturado por el contacto continuo con humedad o agua corriente antes de la congelación.

Estimación del agua de mezclado

El agua de mezclado cumple dos funciones principales en una mezcla de concreto, una es la hidratación de las partículas de cemento, y la otra, propiciar la fluidez requerida en la mezcla. Así, la cantidad de agua de mezclado por volumen unitario de concreto, que se requiere para producir un asentamiento determinado, depende del requerimiento de agua del cemento y del requerimiento de agua del agregado, así como del contenido de aire. Los valores correspondientes en forma tabulada para estimar la cantidad de agua por metro cúbico de concreto, se muestran en la Tabla 3.

Determinación de la resistencia de diseño

Dado que es imposible producir un concreto completamente homogéneo por las diferentes causas de variación en sus propiedades, para diseñar una mezcla de concreto se requiere de una resistencia promedio de diseño f'_{cr} superior a la resistencia de diseño f'_c

especificada. La cantidad en la cual la resistencia promedio de diseño f'_{cr} , de una mezcla de concreto, debe exceder f'_c , depende de los criterios que se utilicen en las especificaciones y del grado de control que se tenga sobre la producción.

De tal manera, que entre más elevada sea la desviación estándar σ o el coeficiente de variación V , el factor de sobrediseño será más alto y por ende más costoso.

$$f'_{cr} = f'_c + \frac{t \cdot \sigma}{\sqrt{n}} \quad \text{Ec.10.11 (Tecnología del concreto y del mortero)}$$

Donde:

f'_{cr} : Resistencia especificada de diseño.

f'_c : Resistencia promedio requerida.

t: constante que depende de la proporción de pruebas que puede caer por debajo de f'_c . (ver Tabla 4)

σ : valor preestimado de la desviación estándar.

n: número de pruebas.

Tabla 4: Valores de "t" *

Porcentaje de pruebas que caen dentro de los límites de $X \pm t \sigma$	Probabilidad de que caigan por debajo del límite inferior	t
40	3 en 10	0,52
50	2,5 en 10	0,67
60	2 en 10	0,84
68,27	1 en 6,3	1,00
70	1,5 en 10	1,04
80	1 en 10	1,28
90	1 en 20	1,65
95	1 en 40	1,96
95,45	1 en 44	2,00
98	1 en 100	2,33
99	1 en 200	2,58
99,73	1 en 741	3,00

*Tomado de ACI 214

Por otra parte, se requiere que la probabilidad de obtener resultados inferiores a $f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$, debe ser menor de 1 en 100; por lo que se debe realizar una comprobación de la relación:

$$f'_{cr} = f'_c - 35 + 2.33 \cdot \sigma \quad \text{Ec.10.14 (Tecnología del concreto y del mortero)}$$

La desviación estándar dentro de la prueba puede estimarse mediante la relación:

$$\sigma_1 = \frac{1}{d_2} \cdot \bar{R} \quad \text{Ec.10.6 (Tecnología del concreto y del mortero)}$$

Donde:

σ_1 : desviación estándar dentro de la prueba

d_2 : constante que depende de la cantidad de cilindros para producir una prueba. (Ver Tabla M2)

R: Intervalo promedio dentro de los grupos de cilindros compañeros.

Selección de la relación agua - cemento

Debido a que la resistencia del concreto se rige principalmente por la resistencia e interacción de sus fases constituyentes: pasta, agregados e interfaces de adherencia pasta - agregado, es común que los diferentes agregados y cementos produzcan resistencias distintas con la misma relación agua - cemento.

Por otra parte, la relación agua - cemento no solo determina los requisitos de resistencia, sino que también factores pertinentes a la durabilidad y propiedades para el acabado del concreto, debido a que este debe ser capaz de soportar aquellas condiciones que puedan despojarlo de su capacidad de servicio, tales como la congelación y deshielo, humedecimiento y secado, calentamiento y enfriamiento, agentes anticongelantes, resistencia a la abrasión y sustancias agresivas, entre otras.

Haciendo uso de la resistencia de diseño del paso anterior, el ACI suministra las relaciones de agua - cemento para cementos Pórtland, tomando en cuenta además, el nivel de exposición del concreto que se desea elaborar, como se muestra en las Tablas 5-a y 5-b.

Cálculo del contenido de cemento

Una vez que el contenido de agua de mezclado y la relación agua - cemento ha sido determinados, el contenido de cemento por metro cúbico de concreto es fácilmente establecido, al dividir el contenido de agua de mezclado entre la relación agua - cemento:

$$C = \frac{A}{\left(\frac{A}{C}\right)} \text{ Ec.11.6 (Tecnología del concreto y el mortero)}$$

Donde:

C: Contenido de cemento.

A: Requerimiento de agua de mezclado.

A/C: relación agua - cemento, por peso.

Tabla 5-a: Correspondencia entre la relación agua - cemento y la resistencia a la compresión del concreto**

Resistencia a la compresión a los 28 días, MPa *	Relación agua - cemento, por peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
450	0,38	-
40	0,42	-
35	0,47	0,39
30	0,54	0,45
25	0,61	0,52
20	0,69	0,60
15	0,79	0,70

* Los valores indican las resistencias promedio estimadas para concreto conteniendo un porcentaje de aire no mayor al 2% en caso de concretos con aire no incluido y 6% en caso de concretos con aire incluido. Para una misma razón de agua/cemento la resistencia a la compresión disminuye al aumentar el contenido de aire del concreto.

**Tomado de ACI 211

Tabla 5-b: Relaciones agua - cemento máximas permisibles para concreto expuesto a condiciones severas*

Resistencia a la compresión a los 28 días, kg/cm ²	Estructura continua o frecuentemente húmeda y expuesta a congelamiento y deshielo **	Estructura expuesta al agua de mar o a sulfatos
Secciones delgadas (rieles, bordollos durmientes, obras ornamentales) de 3 cm de recubrimiento sobre el acero.	0,45	0,4**
Todas las demás estructuras	0,50	0,45**

*Tomado de ACI 211

** Si el cemento resistente al ataque de sulfatos (Tipo II o Tipo V o ASTM C150), es permisible el aumento de la relación en 0,05

Estimación de las proporciones de agregados

En primera instancia se requiere de la información referente a los agregados, específicamente densidades compactadas y sueltas, granulometrías, módulo de finura y gravedades específicas, entre otros.

Estas características son utilizadas en el proporcionamiento de la mezcla de concreto, mediante la utilización de las recomendaciones del ACI 211.1, al momento de la utilización de la Tabla 6, para el caso de agregados grueso. En esta última se describen los volúmenes de agregado grueso compactado con para un tamaño máximo de agregado y módulo de finura de la arena determinado.

Una vez determinado el volumen compactado de agregado grueso y haciendo uso de las características del mismo, se determina el volumen que, tanto éste como el cemento, el agua y el aire ocupan en la mezcla y por diferencia se determina el volumen requerido de agregado fino, como se muestra a continuación:

$$V_{aire} = \%aire\ incluido \cdot 1m^3$$

$$V_{Agua} = \frac{W_{Agua}}{\gamma_{Agua}}$$

$$V_{AG} = \frac{W_{s_{AG}}}{G_{bs_{AG}} \cdot \gamma_{Agua}}$$

$$V_{cem} = \frac{W_{cem}}{G_{bs_{cem}} \cdot \gamma_{Agua}}$$

$$W_{s_{AF}} = \left(1 - (V_{aire} - V_{Agua} - V_{AG} - V_{cem})\right) \cdot G_{bs_{AF}} \cdot \gamma_{Agua}$$

Donde:

V_{aire} : volumen de aire presente en el concreto, (SI)

V_{agua} : volumen de agua de mezclado, (SI)

W_{Agua} : Peso del agua de mezclado, (SI)

γ_{Agua} : Densidad del agua.

V_{AG} : Volumen de agregado grueso, (SI)

$W_{s_{AG}}$: Peso seco de agregado grueso, (SI)

$G_{bs_{AG}}$: Gravedad específica bruta del agregado grueso.

V_{cem} : Volumen de cemento, (SI)

$G_{bs_{cem}}$: Gravedad específica bruta del cemento.

Tabla 6: Volumen del agregado grueso por volumen unitario de concreto***

Volumen de agregado grueso, seco y compactado con varilla*, por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de la arena**				
Tamaño máximo de agregado, mm	2,40	2,60	2,80	3,00
9,5	0,500	0,480	0,460	0,440
12,5	0,590	0,570	0,550	0,530
19	0,660	0,640	0,620	0,600
25	0,710	0,690	0,670	0,650
37,5	0,760	0,740	0,720	0,700
50	0,780	0,760	0,740	0,720
75	0,810	0,790	0,770	0,750
150	0,870	0,850	0,830	0,810

* El volumen se basa en agregado seco y compactado con rodillo según lo descrito en la norma ASTM C29.

**Estos volúmenes son seleccionados de relaciones empíricas de producción de concreto con un grado de trabajabilidad normal para la construcción con refuerzo usual. Para menor trabajabilidad como es requerido en concreto para pavimentos, es permisible aumentar en un 10%. Para más trabajabilidad como es requerido en casos de bombeo de concreto el volumen puede ser reducido en un 10%

***Tomado de ACI 211

La otra forma de evaluar los requerimientos de agregado fino, es mediante la utilización de la Tabla 7, la cual presenta las proyecciones de peso fresco del concreto para un tamaño máximo de agregado, con lo cual por medio de la sustracción del peso requerido de cemento, agua y agregado fino, se obtiene el peso requerido de arena.

Tabla 7: Primera estimación del peso del concreto fresco*

Primera estimación del peso del concreto fresco, kg/m ³		
Tamaño máximo de agregado, mm	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
9,5	2280	2200
12,5	2310	2230
19	1345	2275
25	1380	2290
37,5	2410	2350
50	2445	2345
75	2490	2405
150	2530	2435

*Tomado de ACI 211

Diseño de mezcla final

Para la ejecución de este estudio, se estableció la utilización de tres diferentes niveles de resistencia, específicamente 20,6 MPa (210kg/cm²), 27,5 MPa (280kg/cm²) y 33,4 MPa (350kg/cm²) medidos a 28 días de edad, para lo cual se procedió a elaborar un diseño de mezcla según las disposiciones de ACI 2111.1, y a la corroboración de la resistencia requerida a 28 días mediante la elaboración de especímenes que respondían a los diseños originales.

Por otra parte, sobre cada uno de los diseños de mezcla para cada resistencia, se realizó una variación en la relación agua - cemento, utilizando un $\pm 0,025$, con la misma modalidad de moldeado de especímenes a fin de evaluar el comportamiento, y poder, de esta forma utilizar la relación que mejor se ajustara a los requerimientos de resistencia, como se observa en la Figura 3.

Una vez ejecutadas la prueba de resistencia a la compresión, a los 28 días de edad, a las diferentes probetas, y mediante un análisis de capacidad de carga para cada una de las dosificaciones, solo basta seleccionar la dosificación de materiales que mejor se amolde a los requerimiento de resistencia requeridos.

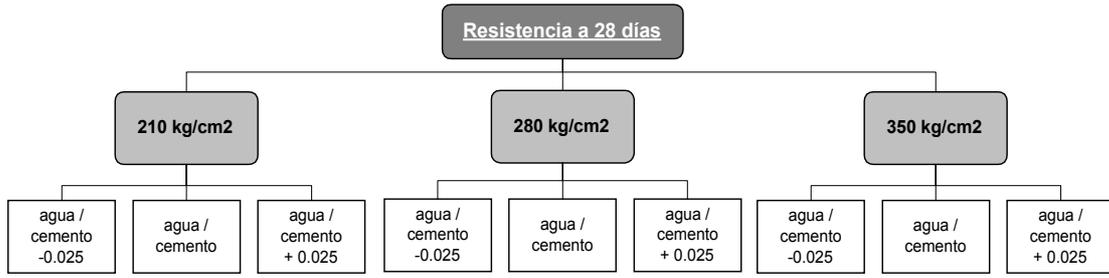


Figura 3: Esquema de ejecución de la mezcla.

Anexos

Anexo I. Norma ASTM C 1040-93.

Anexo II. Gráficas para Prueba de Ultrasonido.

Anexo III. Gráfica Coeficiente de Transmisión vrs Espesor del Material.

Anexo IV. Norma ACI 228.1R-89.

Anexo V. Norma ASTM E 122-89.

Anexo I. Norma ASTM C 1040-93.



Standard Test Methods for Density of Unhardened and Hardened Concrete In Place By Nuclear Methods¹

This standard is issued under the fixed designation C 1040; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 These test methods cover the determination of the in-place density of unhardened and hardened concrete by gamma radiation. For notes on the nuclear test see Appendix XI.

1.2 Two test methods are described, as follows:

	Section
Test Method A—Direct Transmission	7
Test Method B—Backscatter	8

1.3 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard. The SI equivalents of inch-pound units may be approximate.

1.4 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

- 2.1 *ASTM Standards:*
C 29/C 29M Test Method for Unit Weight and Voids in Aggregate²
C 138 Test Method for Unit Weight, Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete²

3. Significance and Use

3.1 These test methods are useful as rapid, nondestructive techniques for the in-place determination of the density of unhardened concrete. The backscatter test method is also useful for the same purpose on hardened concrete. The fundamental assumptions inherent in the test methods are that Compton scattering is the dominant interaction and that the material under test is homogeneous.

3.2 These test methods are suitable for control and for assisting in acceptance testing during construction, for evaluation of concrete quality subsequent to construction, and for research and development.

¹ These test methods are under the jurisdiction of ASTM Committee C09 on Concrete and Concrete Aggregates and are the direct responsibility of Subcommittee C09.45 on Roller-Compacted Concrete.

Current edition approved March 15, 1993. Published May 1993. Originally published as C 1040 – 85. Last previous edition C 1040 – 85.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02.

NOTE 1—Care must be taken when using these test methods in monitoring the degree of consolidation, which is the ratio of the actual density achieved to the maximum density attainable with a particular concrete. The test methods presented here are used to determine the actual density. A density measurement, by any test method, is a function of the components of the concrete and may vary, to some extent, in response to the normal, acceptable variability of those components.

3.3 Test results may be affected by reinforcing steel, by the chemical composition of concrete constituents, and by sample heterogeneity. The variations resulting from these influences are minimized by instrument design and by the user's compliance with appropriate sections of the test procedure. Results of tests by the backscatter test method may also be affected by the density of underlying material. The backscatter test method exhibits spatial bias in that the apparatus's sensitivity to the material under it decreases with distance from the surface of the concrete.

4. Apparatus

4.1 The exact details of construction of the apparatus may vary, but the apparatus as a whole shall satisfy the requirements for system precision stated in 10.1. The system shall consist of the following:

4.1.1 *Gamma Source*—An encapsulated and sealed radioisotopic source, such as cesium-137 (see X1.2).

4.1.2 *Detector*—Any type of gamma detector, such as a Geiger-Müller tube, scintillation crystal, or proportional counter.

4.1.3 *Probe*—For direct transmission measurements, either the gamma source or the detector shall be housed in a probe for inserting in a preformed hole in the material to be tested. The probe shall be marked in increments of 2 in. (50 mm) for tests with probe depths from 2 to 12 in. (50 to 300 mm). The probe shall be so made mechanically, that when moved manually to the marked depth desired, it will be held securely in position at that depth.

4.1.4 *Readout Instrument*—A suitable scaler or direct readout meter.

4.1.5 *Gage Housing*—The source, detector, readout instrument and appropriate power supplies shall be in housings of rugged construction that are moisture and dust proof.

4.1.6 *Reference Standard*—A block of uniform, unchanging density provided for checking equipment operation, background count, and count-rate reproducibility.

4.1.7 *Guide Plate and Hole-Forming-Device*—For direct

transmission measurements, a guide plate and a device, such as a pin or drill rod, having a nominal diameter slightly larger than the probe, for forming a hole normal to the concrete surface are required.

4.1.8 Calibration Adjustment Container—The container shall be rigid and watertight, with minimum inside dimensions large enough to allow the calibration curve adjustment procedure (5.2) to be followed with no effect of the finite size of the container on the instrument's responses. The volume of the container shall be established following the procedure outlined in Test Method C 29/C 29M.

NOTE 2—For backscatter measurements, a container 18 by 18 by 6 in. (450 by 450 by 150 mm) will meet this requirement for most equipment currently available commercially. For 2-in. (50-mm) depth direct transmission measurements, a container 24 by 24 by 4 in. (600 by 600 by 100 mm) will meet this requirement.

4.1.9 Scale—The scale shall be accurate to within 0.5 lb (0.2 kg) of the test load at any point within the range of use. The range of use shall be considered to extend from the weight of the calibration adjustment container empty, to the weight of the measure plus the contents at 160 lb/ft³ (2600 kg/m³).

4.1.10 Strike-Off Plate or Bar—This shall be a flat metal or glass plate or metal bar with a length at least 2 in. (50 mm) greater than the length, width, or diameter of the calibration adjustment container. The strike-off must be rigid, straight, and smooth enough to finish the concrete surface flat and flush with the edges of the calibration adjustment container.

5. Calibration

5.1 Calibration curves are established by determining the nuclear count rate of each of several materials at different and known densities, plotting the count rate (or count ratio) versus each known density, and placing a curve through the resulting points. The method used to establish the curve must be the same as that used to determine the density. The materials used for calibration must be of uniform density.

NOTE 3—Calibration curves are supplied by gage manufacturers, or can be established using blocks of known density or prepared containers of uniform, unchanging material compacted to known densities. Materials considered satisfactory for use in blocks include granite, aluminum, chalk, limestone, and magnesium.

5.2 Adjusting Calibration Curves—Prior to use, adjust the instrument's calibration curve, if necessary, to compensate for chemical composition effects. Such an adjustment is necessary whenever the chemical composition of the concrete to be tested differs significantly from that for which the calibration curve was established. An adjustment is also necessary if the testing equipment has been changed. Adjustment is particularly important for backscatter test method measurements. Determine the necessary adjustments using the same mode of operation and at the same depth (if using direct transmission) as that intended for testing. A recommended procedure for making this adjustment is as follows:

5.2.1 Prepare a concrete mix similar in composition to the material to be tested subsequently.

5.2.2 Fill the calibration adjustment container with concrete and consolidate to produce a uniform, homogeneous material with approximately the density that will be achieved in the construction.

NOTE 4—Consolidation may be achieved by the procedure used for unit weight testing (Test Method C 138) or by other methods, such as spading the concrete and then dropping the ends of the container alternately on a rigid surface.

5.2.3 Strike off the container with strike-off plate or bar. Take care to make the concrete surface flat and flush with the container edges.

NOTE 5—A 1/16 in. (1.6 mm) average difference between the concrete surface and the container edges in a 6 in. (150 mm) deep container will produce a 1.0 % error in the weighed density of the concrete.

5.2.4 Weigh the concrete in the container to the nearest 0.5 lb (250 g) and determine the weighed density as follows:

$$W = \frac{W_c}{V} \quad (1)$$

where:

W = weighed density of concrete, lb/ft³ (kg/m³),
 W_c = weight of the concrete, lb (kg), and
 V = volume of the container, ft³ (m³).

5.2.5 Immediately take three automatically timed direct transmission or backscatter readings with the instrument centered on the surface of the concrete in the container. Rotate the base of the instrument 90° around the vertical axis, with subsequent rotations of 180 and 270° from the original position. Obtain three additional automatically timed counts at each position. The instrument must be centered over the surface of the concrete in each rotated position to prevent edge effects on the instrument reading.

5.2.6 Using the applicable calibration curve, determine the density from the average of the 12 counts obtained in 5.2.5.

5.2.7 Determine the difference between the two density readings obtained in 5.2.4 and 5.2.6.

5.2.8 Repeat 5.2.2-5.2.7 on two additional concrete mixes of the same proportions. Determine the adjustment factor by averaging the three values obtained in 5.2.7 and 5.2.8. If one of the three values differs from the average by more than 1.5 lb/ft³ (24 kg/m³), discard it as a statistical outlier and recalculate the adjustment factor as the average of the remaining two values.

5.2.9 Use the adjustment factor determined in 5.2.8 to plot a corrected count-rate calibration curve which shall be parallel to the original calibration curve and offset by the amount indicated in 5.2.8. Alternatively, the value of the adjustment factor shall be attached to the instrument and applied to all density determinations arrived at from an original (unadjusted) calibration curve.

NOTE 6—In some circumstances, for example, where chemical composition changes are minimal, calibration curve adjustments may be established on permanent, uniform, hardened concrete blocks.

6. Standardization

6.1 Standardization of the equipment on the reference standard is required at the start of each day and whenever test measurements are suspect.

NOTE 7—In some older instrument models, count rates are strongly influenced by the ambient temperature; frequent standardization may be necessary.

6.2 Warm-up time shall be in accordance with the manufacturer's recommendations.

6.3 Take at least five readings on the reference standard, *more if recommended by the manufacturer, or take one 4 min or longer count if the instrument is equipped with automatic standard count storage.*

6.4 If more than one of the individual readings is outside the limit set by Eq 2, repeat the standardization. If the second attempt does not satisfy Eq 2, check the system for a malfunction. If no malfunction is found, establish a new N_o (average count) by taking the average of a minimum of 10 counts on the reference standard.

$$|N_s - N_o| < 1.96 \sqrt{N_o} \quad (2)$$

where:

N_s = count currently measured in checking the instrument operation, and

N_o = average count previously established on the reference standard.

In instruments where the count has been prescaled, that is, divided by a constant factor k before it is displayed, Eq 2 shall be replaced by the following:

$$|N_s - N_o| < 1.96 \sqrt{N_o/k} \quad (3)$$

6.4.1 If automatic standard count storage is used and the newly established count is outside the limit set by Eq 2, repeat the standardization.

6.4.2 If the second attempt does not satisfy Eq 2, check the system for a malfunction.

6.4.3 If no malfunction is found, establish a new N_o equal to the average count found in 6.4.2.

6.5 If a new N_o differs by more than 10 % from the standard count at which the calibration curve (5.1) was established, recalibrate the instrument.

TEST METHOD A—DIRECT TRANSMISSION (FOR UNHARDENED CONCRETE)

7. Procedure

7.1 Select a test location such that, when the gage is placed in test position:

7.1.1 Any point on the source-detector axis shall be at least 9 in. (230 mm) from any pavement edge or object.

7.1.2 Reinforcing steel shall not be present in the volume bounded by the extended probe and the detector tubes.

7.1.3 The test location shall contain concrete to a depth 1 in. (25 mm) greater than that to which the probe will be inserted. In thin concrete overlay projects, this may require the removal of the underlying (original) concrete 1 to 2 in. (25 to 50 mm) down over a small area before placement of the overlay.

7.2 Smooth the surface with a wood float. If necessary, use the guide plate and hole-forming device (4.1.7) to make a hole slightly larger than the probe and perpendicular to the surface. In some concretes, the probe may be inserted directly into the concrete without the use of the guide plate and hole-forming device.

7.3 Insert the probe so that the side of the probe facing the center of the gage is in intimate contact with the side of the hole. Keep all other radioactive sources at such a distance from the gage that the readings will not be affected.

NOTE 8—Thirty feet (10 m) is the recommended minimum distance

from other nuclear density gages.

7.4 Use the same warm-up time as in standardization. Take automatically timed readings, for a minimum of 1 min, and determine the in-place density from the adjusted calibration curve. Alternatively, determine the in-place density from the unadjusted calibration curve and then apply the calibration adjustment factor (5.2.9). If the instrument has a direct reading display which is not programmed to apply the calibration adjustment factor (5.2.8), correct the displayed density by applying that factor.

TEST METHOD B—BACKSCATTER (FOR UNHARDENED OR HARDENED CONCRETE)

8. Procedure

8.1 Select a test location such that, when the gage is placed in test position:

8.1.1 Any point on the source-detector axis shall be at least 9 in. (230 mm) from any pavement edge or object, and

8.1.2 No reinforcing steel with less than 3 in. (75 mm) of concrete cover shall lie directly under the source - detector axis, except as indicated in Note 9.

NOTE 9—The user may find that certain instrument models and operating modes allow gages to operate over steel with as little as 1½ in. (38 mm) of concrete cover.

8.2 Prepare the test site in the following manner:

8.2.1 On unhardened concrete, smooth the surface with a wood float.

8.2.2 For best results on hardened concrete, find as smooth a surface as possible. Remove all loose material. The maximum void beneath the gage shall not exceed ½ in. (3 mm). Use fine sand to fill these voids and smooth the surface with a rigid plate or other suitable tool.

8.3 Seat the gage firmly. Keep all other radioactive sources at such a distance from the gage that the readings will not be affected (Note 8).

8.4 Use the same warm-up time as in standardization. Take automatically timed readings, for a minimum of 1 min, and determine the in-place density from the adjusted calibration curve (5.2.9). Alternatively, determine the in-place density from the unadjusted calibration curve and then apply the calibration adjustment factor. If the instrument has a direct reading display which is not programmed to apply the calibration adjustment factor (5.2.8), correct the displayed density by applying that factor.

NOTE 10—On lifts less than 3 in. (75 mm) thick, readings may be erroneous if the density of the underlying material differs significantly from that of the concrete being placed. Correction procedures are available for some gage models.

9. Report

9.1 Report the following information:

9.1.1 Test method (direct transmission or backscatter),

9.1.2 Nature of concrete (hardened or unhardened),

9.1.3 Depth of probe, if using direct transmission,

9.1.4 Thickness of layer tested,

9.1.5 Identification of raw materials,

9.1.6 Mixture proportions,

9.1.7 Count rate for standardization, and

9.1.8 Count rate for each test reading and the converted mean density value, or the corrected direct reading density value, in lb/ft^3 (kg/m^3).

10. Precision and Bias

10.1 *Precision*—The precision of the instrument is determined from the slope of the calibration curve and the statistical standard deviation of the count rate, as follows:

$$P = \sigma/S$$

where:

P = precision, lb/ft^3 (kg/m^3),

σ = standard deviation, cpm (counts/minute), and

S = slope, cpm/lb/ft^3 (cpm/kg/m^3).

10.1.1 The slope of the calibration curve is determined at the 140 lb/ft^3 (2240 kg/m^3) point and the standard deviation is calculated from ten individual automatically-timed readings

taken on $140 \pm 5 \text{ lb/ft}^3$ ($2240 \pm 80 \text{ kg/m}^3$) material. The gage is not moved after seating for the first count. For a direct reading gage, the precision, P , in lb/ft^3 (kg/m^3), is the standard deviation of 10 individual automatically-timed density readings. The value of P shall be less than 1.0 lb/ft^3 (16 kg/m^3) for backscatter and 0.5 lb/ft^3 (8 kg/m^3) for direct transmission measurements.

10.2 *Bias*—The bias of the procedure in these test methods has not been determined because there is no accepted method to which these test methods can be compared. Possible bias is minimized by adjusting the nuclear gage's calibration curve after comparing gage readings to the gravimetrically determined densities of concretes in fixed-volume containers (5.2).

11. Keywords

11.1 acceptance testing; backscatter measurement; concrete density; density; direct transmission measurement; gamma radiation; in-place density; nuclear testing

APPENDIX

(Nonmandatory Information)

X1. NOTES ON THE NUCLEAR TEST

X1.1 It should be noted that the volume of concrete represented in the measurements is indeterminate and will vary with (1) the source-detector geometry of the equipment used, and (2) with the characteristics of the material tested. In general, and with all other conditions constant, the denser the material, the smaller the volume involved in a backscatter measurement. The density so determined is not necessarily the average density within the volume involved in the measurement. Typically, backscatter gage readings are influenced by 3 to 5 in. (75 to 125 mm) of material; the top 1 in. (25 mm) of the material determines 50 to 70 % of the measured count rate, and the top 2 in. (50 mm) determines 80 to 95 %. Where these materials are of uniform density, this characteristic of this test method is of no effect. However, reinforcing steel and underlying concrete are both often within the volume in which they may influence gage readings. Also, the extent of the influence of vertical density variations, such as those caused by reinforcing steel, depends on the depth at which the steel is located.

X1.2 The use of cesium-137 and other radiotope sources in density gages is regulated and licensed by the U.S. Nuclear Regulatory Commission or, in agreement states, by state regulatory agencies. The primary objective of these regulations is the use of these materials in a manner safe to the operator, to other workers, and to the general public. While detailed safety

procedures are beyond the scope of these test methods, the originating committee emphasized its support of these objectives. In order to meet regulatory agency requirements, gage owners must establish effective operator instruction and use procedures, together with routine safety procedures, such as source leak tests, recording and evaluation of film badge data, the use of survey meters, etc., in connection with the operation of this type of equipment. Likewise, individual users of the equipment must complete a formal training program and must be familiar with possible safety hazards. Users should be particularly concerned about developing safe procedures for removing mortar while cleaning the source rod after direct transmission measurements.

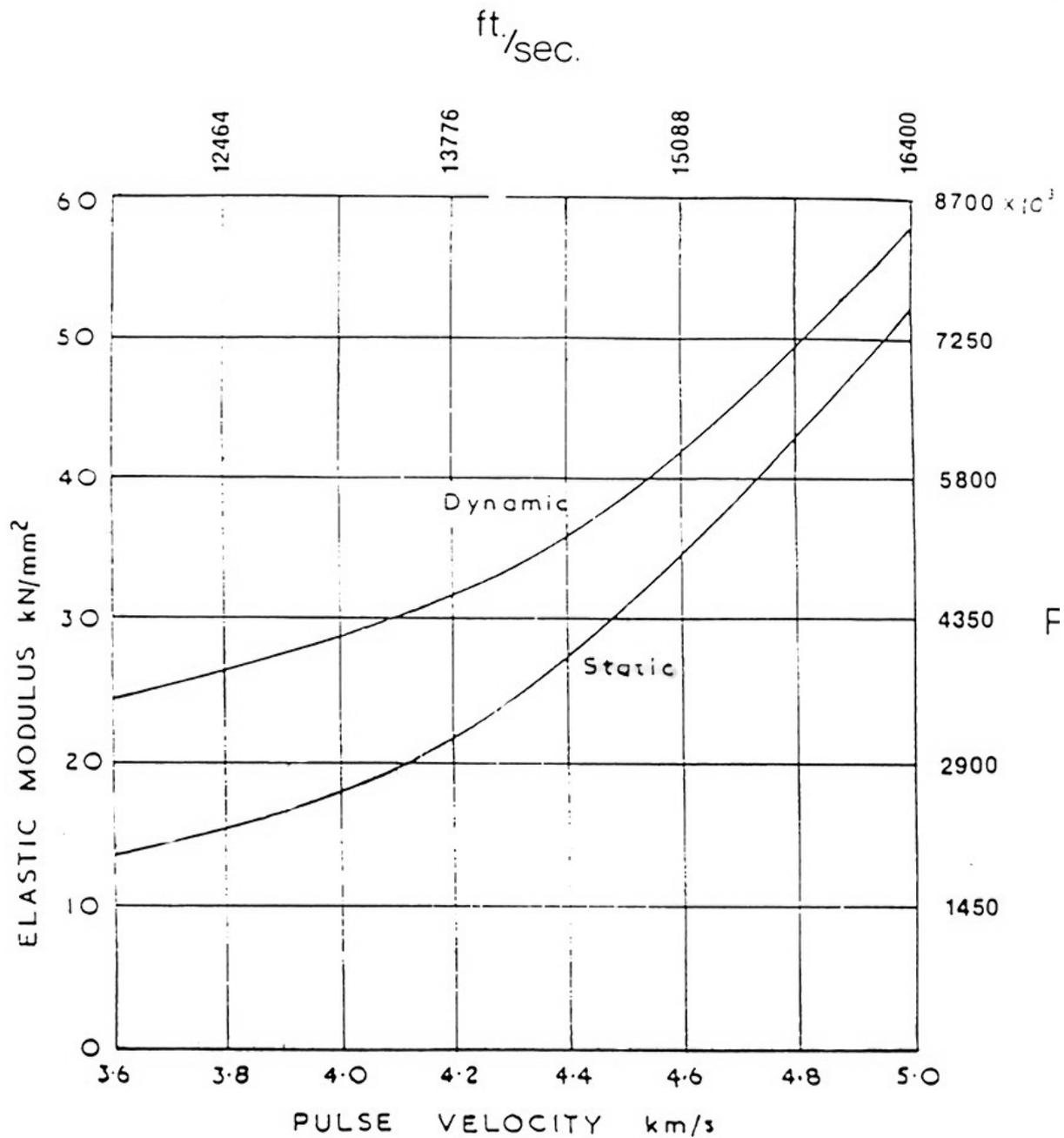
X1.3 The determination of density in these test methods by the nuclear means is indirect. The relationship between nuclear gage count rate and density necessarily is determined by correlation tests on materials at known average densities. Calibration curves established in this manner do not necessarily hold for all concretes because of differences in chemical composition. This effect is particularly significant for backscatter method measurements. Because of these considerations, provisions are included in these test methods for adjusting calibration curves on a project-by-project basis.

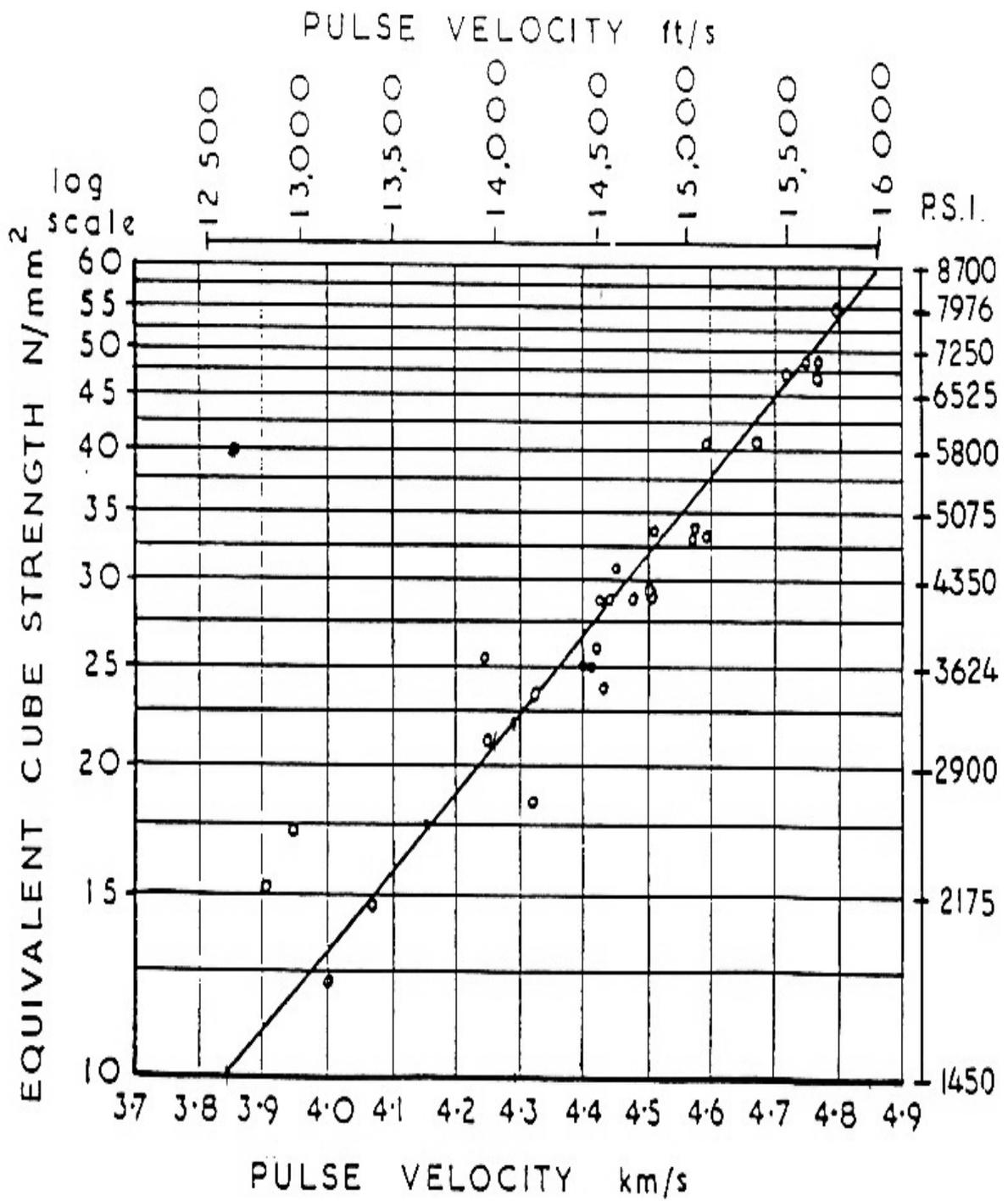
The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

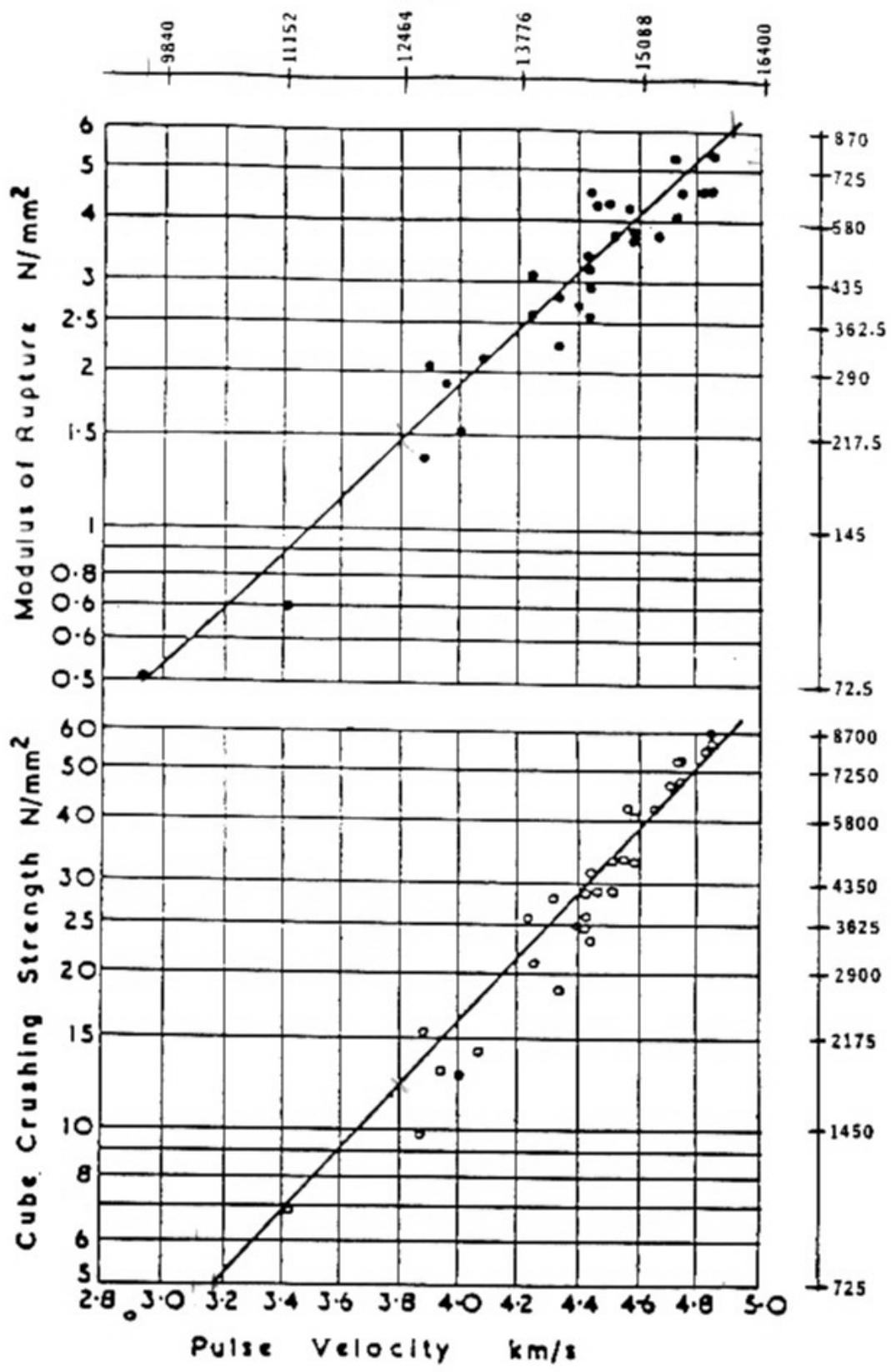
This standard is copyrighted by ASTM, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).

Anexo II. Gráficas para Prueba de Ultrasonido.



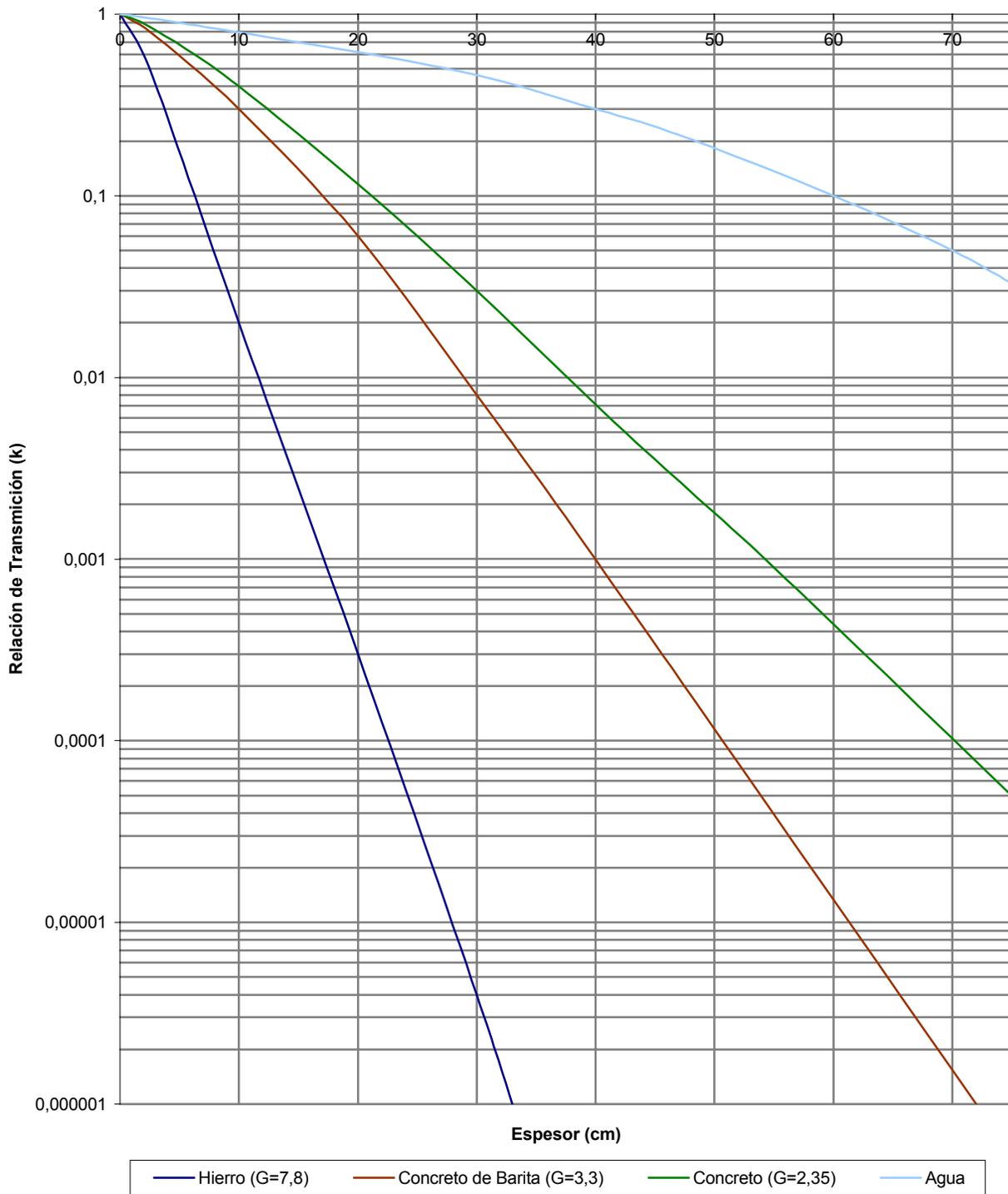


ft/sec.



Anexo III. Gráfica Coeficiente de Transmisión vrs Espesor del Material.

Transmisión de rayos gamma de Ce137 a través de paredes de diferentes materiales



Anexo IV. Norma ACI 228.1R-89.

In-Place Methods for Determination of Strength of Concrete

Reported by ACI Committee 228

H. S. Lew
Chairman

N. J. Carino*
Secretary

R. M. Barnoff*
J. A. Bickley*
H. Caratin
K. Choi
B. Dragunski

R.D. Gaynor
D. L. Green*
C. P. Hodges
R. Huyke
R. S. Jenkins*

K. R. Lauer*
V. M. Malhotra
T. R. Naik
O. Richards*
P. T. Seabrook

R. L. Sprouse
M. A. Taylor
H. Thornton, Jr.
M. Yener
A. Zoob

The state of the art in the use of methods for determining the in-place compressive strength of concrete is reported. The methods covered include the rebound hammer, probe penetration, pullout, ultrasonic pulse velocity, maturity, and cast-in-place cylinder. The underlying principles and inherent limitations of each method are discussed. Repeatability of test results is reviewed, and recommendations are given for developing the correlation relationship for each test method. Recommendations are given for the number of tests, and statistical techniques for interpretation of test results are described.

Keywords: coefficient of variation; compressive strength; concretes; construction; nondestructive tests; reviews; safety; sampling; statistical analysis.

CONTENTS

Chapter 1—Introduction, p. 228.1R-1

- 1.1—Scope
- 1.2—Need for in-place tests during construction
- 1.3—Impact of ACI 318-83
- 1.4—Objective of report

Chapter 2—Review of methods, p. 228.1R-2

- 2.1—Introduction
- 2.2—Rebound hammer
- 2.3—Probe penetration
- 2.4—Pullout test
- 2.5—Ultrasonic pulse velocity
- 2.6—Maturity method
- 2.7—Cast-in-place cylinders

- 2.8—Combined methods
- 2.9—Summary

Chapter 3—Statistical analysis of test results, p. 228.1R-9

- 3.1—Introduction
- 3.2—Repeatability of results
- 3.3—Correlation
- 3.4—Sampling
- 3.5—Interpretation

Chapter 4—References, p. 228.1R-24

CHAPTER 1—INTRODUCTION

1.1—Scope

In-place tests, which have also been called “nondestructive” tests, are used to obtain information about the properties of concrete as it exists in a structure. In this report, the property of interest is the compressive strength of concrete. Determination of concrete strength is usually performed for two reasons: 1) the evaluation of an existing structure, or 2) monitoring strength development during new construction. This report places emphasis on the latter application since it represents the major use of in-place methods in North American practice. Over the years, dozens of techniques have been proposed for estimating the in-place strength of concrete. No attempt is made to review all these methods; only those methods that have been standardized by ASTM are discussed.

ACI Committee Reports, Guides, Standard Practices, and Commentaries are intended for guidance in designing, planning, executing, or inspecting construction and in preparing specifications. Reference to these documents shall not be made in the Project Documents. If items found in these documents are desired to be part of the Project Documents they should be phrased in mandatory language and incorporated into the Project Documents.

*Task Force Member.
†Task Force Chairman.
Copyright © 1988, American Concrete Institute.

All rights reserved including rights of reproduction and use in any form or by any means, including the making of copies by any photo process, or by any electronic or mechanical device, printed, written, or oral, or recording for sound or visual reproduction or for use in any knowledge or retrieval system or device, unless permission in writing is obtained from the copyright proprietors.

1.2—Need for in-place tests during construction

For over 70 years in North American practice, the most widely used test for concrete has been the compression test of the standard cylinder. The test procedure is relatively easy to perform in terms of sampling, preparation of specimens, and the determination of strength. When properly performed, this test has low in-test variation and low interlaboratory variation, and therefore lends itself readily to use as a standard. The strength value obtained is used in design calculations suitably modified by constants that relate design stresses to the compressive strength value. This strength value is therefore an essential parameter in all design codes.

As carried out in accordance with standard procedures, however, the test only represents the potential strength of the concrete as delivered to a site. The test is used mainly as a basis for quality control. It is not intended for determining the strength of the concrete in-place since it makes no allowance for the effects of placing, compaction, or curing. It is unusual for the concrete in a structure to have the same maturity as a standard-cured cylinder. In addition, since standard-cured cylinders are normally tested at an age of 28 days, they cannot be used to determine whether adequate strength exists for safe removal of formwork or the application of post-tensioning. Although portions of a structure, such as columns, may develop maturity equal to that of standard 28-day cylinders, most flexural and prestressed members do not develop equivalent maturity before they are required to accept large percentages of their design loads. For these reasons in-place tests are needed to determine the strength of the concrete in the structure in the locations and at the times required for these various construction operations.

Traditionally, some measure of the strength of the concrete in the structure has been obtained by using field-cured cylinders. These are supposedly cured on or in the structure under the same conditions as the concrete in the structure. The results of tests on field-cured cylinders are often significantly different from the strength of the concrete in place because it is difficult and often impossible to assure identical bleeding, compaction, and curing conditions in the cylinders and in the structure. The test also lends itself to abuse. Improper handling or inappropriate storage of these cylinders may result in misleading data for critical operations.

To meet rapid construction schedules, form removal, application of post-tensioning, termination of curing, and the removal of reshores must be carried out as early as is possible and safe. The determination of in-place strength to enable these operations to proceed safely at the earliest possible time requires the use of reliable in-place tests. Conversely, it is clear that some major recent construction failures would not have occurred had such measures been adopted (Lew 1980; Carino et al. 1983). The use of in-place tests not only increases safety but can result in substantial savings in

construction costs by permitting accelerated construction schedules.

1.3—Impact of ACI 318-83

Previous versions of ACI 318 have required testing of field-cured cylinders to demonstrate the adequacy of concrete strength prior to removal of formwork or reshoring. However, Section 6.2.1.1 of ACI 318-83 allows the use of alternative procedures to testing field-cured cylinders. The alternative procedures must be approved by the building official prior to use.

Most of the design provisions in the ACI Building Code are based on the compressive strength of standard cylinders. Thus, to evaluate structural capacity under construction loading, it is necessary to have a measure of the cylinder strength of the concrete as it exists in the structure. If in-place tests are used, it is necessary to have a correlation relationship between the results of in-place tests and the compressive strength of cylinders. At present, however, there are no standard practices for developing the required relationship. There are also no generally accepted guidelines for interpretation of in-place test results. These deficiencies have been additional impediments to more widespread adoption of in-place tests.

1.4—Objective of report

This report reviews the state of the art of the widely used methods for determining the in-place strength of concrete. Chapter 2 discusses the underlying principles and inherent limitations of these methods. Statistical analysis of in-place test data is discussed in Chapter 3.

The overall objective of this report is to provide the potential user with a guide to assist in implementing and in interpreting the results of in-place testing.

CHAPTER 2—REVIEW OF METHODS

2.1—Introduction

The objective of an in-place test is to obtain an estimate of the properties of concrete in the structure without having to drill and test core samples. Very often the desired property is the cylinder compressive strength. To make a strength estimation it is necessary to have a known relationship between the result of the in-place test and the strength of the concrete. Usually such a relationship is empirically established in the laboratory. Fig. 2.1 is an illustration of such a relation-

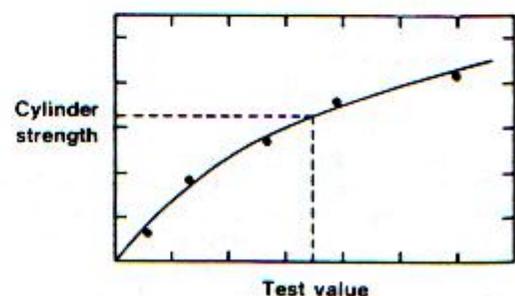


Fig. 2.1—Example of correlation relationship for prediction of in-place strength

ship, in which the cylinder compressive strength is plotted as a function of an in-place test result. This relationship would be used to estimate the strength of concrete in a structure based on the value of the in-place test result obtained from testing the structure. The accuracy of the strength prediction depends directly on the degree of correlation between the strength of concrete and the quantity measured by the in-place test. Thus, the user of in-place tests should have an understanding of what quantity is measured by the test and how this quantity is related to the strength of concrete. The purpose of this chapter is to explain the underlying principles of the widely used in-place test methods, and to point out those factors other than concrete strength that can influence the test results. Additional background information on these methods is available in the references by Malhotra (1976) and Bungey (1982).

The methods to be discussed include the following:

- rebound hammer
- probe penetration
- pullout
- ultrasonic pulse velocity
- maturity
- cast-in-place cylinder

2.2—Rebound hammer

The operation of the rebound hammer (also called the Schmidt Hammer or Swiss Hammer) is illustrated schematically in Fig. 2.2. The hammer consists of the following main components: 1) outer body, 2) plunger, 3) hammer, and 4) spring. To perform the test, the plunger is extended from the body of the instrument and brought into contact with the concrete surface. When the plunger is extended, a latching mechanism engages the hammer to the upper end of the plunger. The body of the instrument is then pushed toward the concrete member. This action causes an extension of the spring connecting the hammer to the body [Fig. 2.2(b)]. When the body is pushed to its limit, the latch releases and the spring pulls the hammer toward the concrete member [Fig. 2.2(c)]. The hammer impacts the

shoulder area of the plunger and rebounds [Fig. 2.2(d)]. The rebounding hammer moves the slide indicator, which records the rebound distance. The rebound distance is measured on a scale numbered from 10 to 100 and is recorded as the "rebound number" indicated on the scale.

The key to understanding the inherent limitations of this test for strength prediction is understanding the factors influencing the rebound distance. From a fundamental point of view, the test is a complex problem of impact loading and stress-wave propagation. Basically, the rebound distance depends on the value of kinetic energy in the hammer prior to impact with the shoulder of the plunger and how much of that energy is absorbed during the impact. Part of the energy is absorbed as mechanical friction in the instrument, and part of the energy is absorbed in the interaction of the plunger with the concrete. It is the latter factor that enables one to use the rebound number as an indicator of the concrete properties. The energy absorbed by the concrete depends on the stress-strain relationship of the concrete. Therefore, absorbed energy is related to the strength and the stiffness of the concrete. A low-strength, low-stiffness concrete will absorb more energy than a high-strength, high-stiffness concrete. Thus the low-strength concrete will result in a lower rebound number. Since it is possible for two concrete mixtures to have the same strength but different stiffnesses, there could be different rebound numbers even though the strengths are equal. Conversely, it is possible for two concretes with different strengths to result in the same rebound numbers if the stiffness of the low-strength concrete is greater than the stiffness of the high-strength concrete. The aggregate type has an effect on the stiffness of the concrete, which is why it is necessary to develop the correlation relationship on concrete made with the same materials that will be used for the concrete in the structure.

In rebound-hammer testing, only the concrete in the immediate vicinity of the plunger influences the rebound value. Hence, the test is sensitive to the local conditions where the test is performed. If the plunger is located over a hard aggregate particle, an unusually high rebound number will result. On the other hand, if the plunger is located over a large air void or over a soft aggregate particle, a lower rebound number will occur. To account for these possibilities, ASTM C 805 requires that 10 rebound numbers be taken for a test. If one of the readings differs by more than seven units from the average, that reading should be discarded and a new average should be computed based on the remaining readings. If more than two readings differ from the average by seven units, the entire set of readings is to be discarded.

Because the rebound hammer test probes only the near-surface layer of concrete, the rebound number may not be representative of the interior concrete. The presence of a layer of carbonation can result in higher readings than are indicative of the interior concrete. Likewise, a dry surface will result in higher rebound

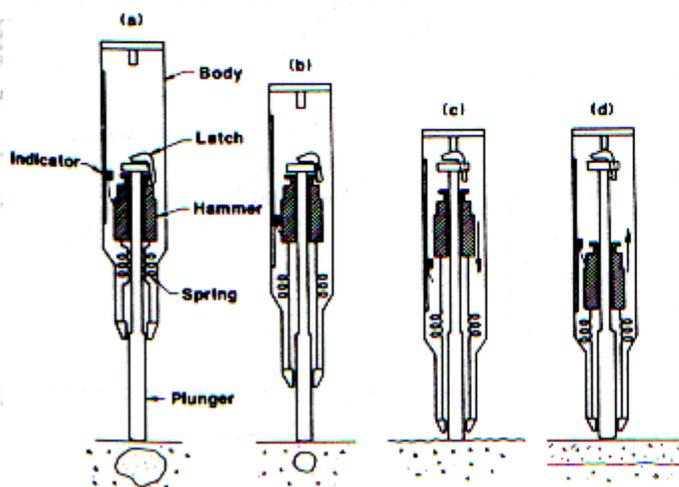


Fig. 2.2—Schematic illustration of the operation of the rebound hammer

numbers than for the moist-interior concrete. Slightly absorptive oiled plywood will absorb moisture from the concrete and produce a harder surface layer than concrete cast against steel forms. Similarly, curing conditions have a greater effect on the strength of the surface concrete than several inches from the surface. The surface texture may also influence the rebound number. When the test is performed on rough textured concrete, local crushing occurs under the plunger and the indicated concrete strength will be lower than the true value. Rough surfaces should be ground before testing. If the formed surfaces are reasonably smooth, grinding is unnecessary. A hard surface, such as produced by trowel finishing, can result in higher rebound numbers. Finally, the rebound distance is affected by the orientation of the instrument, and the correlation relationship must be developed for the same instrument orientation as will be used for in-place testing.

In summary, while the rebound number test is a very simple test to perform, there are many factors other than concrete strength that will influence the test result. The user needs to be aware of these effects when evaluating the test results.

2.3—Probe penetration

The probe-penetration technique involves the use of a specially designed gun to drive a hardened steel rod (or probe) into the concrete. (The common commercial system for this type of test is known as the Windsor Probe.) The amount of penetration of the probe is used as an indicator of the concrete strength. From a fundamental point of view, this method is similar to the rebound hammer test, except that the probe impacts the concrete with much higher energy than the plunger of the rebound hammer. A theoretical analysis of this test is even more complicated than the rebound test, but again the essence of the test involves the initial kinetic energy of the probe and energy absorption by the concrete. The probe penetrates into the concrete to the distance required for the absorption of its initial kinetic energy. The initial kinetic energy is governed by the size of the powder charge to fire the probe, the location of the probe in the gun barrel prior to firing, and frictional losses as the probe travels through the barrel. An essential requirement of this test is that the probe have a consistent value of initial kinetic energy. ASTM C 803 requires that the exit velocities of probes should not have a coefficient of variation greater than 3 percent based on 10 tests by approved ballistic methods.

The probe penetrates into the concrete until its initial kinetic energy is completely absorbed by the concrete. Some energy is absorbed by friction between the probe and the concrete, and some is absorbed by crushing and fracturing of the concrete. There are no rigorous studies of the factors affecting the geometry of the fracture zone, but its general shape is probably as illustrated in Fig. 2.3. There is an approximately cone-shaped region in which the concrete is heavily fractured, and this is the zone where most of the probe energy is absorbed.

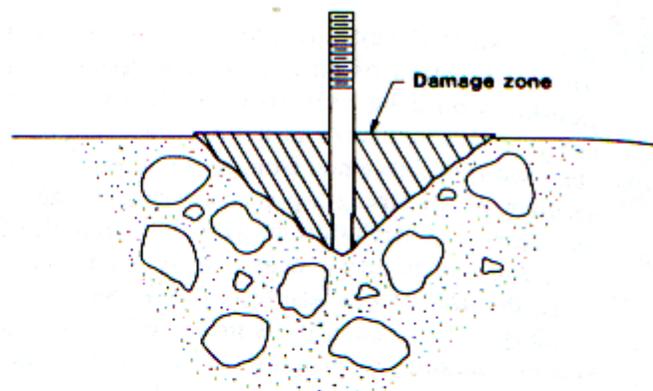


Fig. 2.3—Approximate shape of failure zone in concrete during probe penetration test

The probe tip travels through mortar and aggregate; in general, cracks in the fracture zone will be through the mortar matrix and the coarse-aggregate particles. Hence, the strength properties of both the mortar and the aggregates influence the penetration distance. This contrasts with the behavior of concrete in a compression test, where the mortar strength has a predominant influence on the measured compressive strength. Thus, an important characteristic of the probe penetration test is that the type of coarse aggregate has a strong effect on the correlation relationship between concrete strength and probe penetration. For example, Fig. 2.4 is a schematic illustration of empirical correlation relationships between compressive strength and probe penetration for concretes made with a soft aggregate (such as limestone) and with a hard aggregate (such as chert). For equal compressive strengths, the concrete with the soft aggregate results in greater probe penetration than the concrete with the hard aggregate. More detailed information on the influence of aggregate type on correlation relationships can be found in Malhotra (1976) and Bungey (1982).

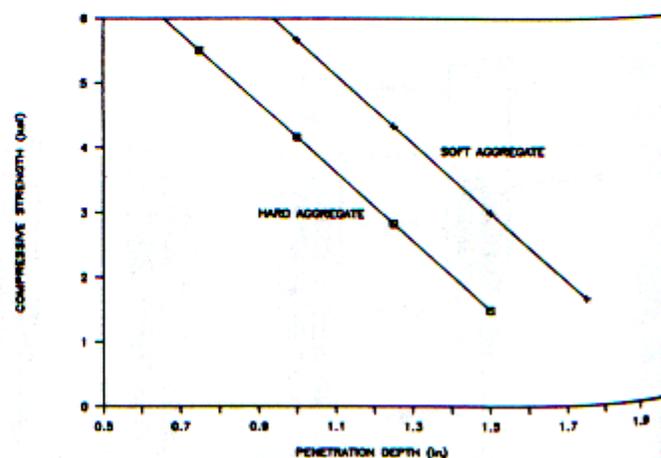


Fig. 2.4—Effect of aggregate type on relationship between concrete strength and depth of probe penetration

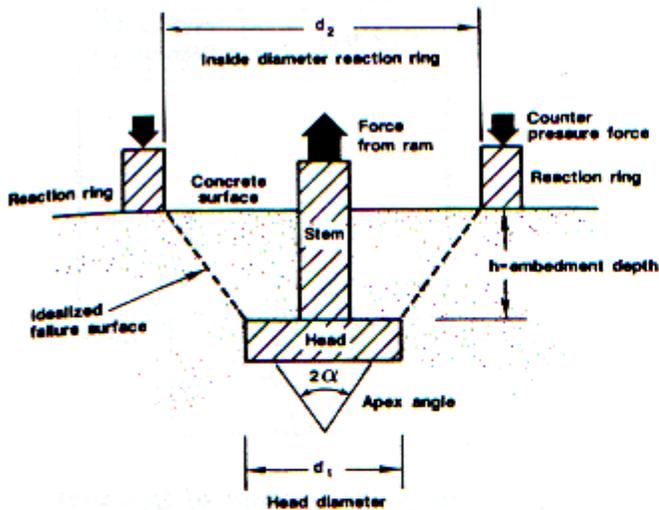


Fig. 2.5—Schematic of pullout test

Because the probe penetrates into the concrete, test results are not affected by local surface conditions such as texture and moisture content. However, a harder surface layer, as would occur in trowel finishing, can result in low penetration values and excessive scatter of data. In addition, the direction of penetration into the concrete is unimportant provided that the probe is driven perpendicular to the surface. In practice it is customary to measure the exposed length of the probes. However, the fundamental relationship is between concrete strength and *depth* of penetration. Therefore, when assessing the variability of test results (see Chapter 3), it is preferable to express the coefficient of variation in terms of penetration depth rather than exposed length.

2.4—Pullout test

The pullout test measures the ultimate load required to pull an embedded metal insert with an enlarged head from a concrete specimen or structure. The pulling load is applied by a tension jack, which reacts against the concrete surface through a reaction ring concentric with the insert (Fig. 2.5). As the insert is pulled out, a

roughly cone-shaped fragment of the concrete is also extracted. The diameter d_2 of the reaction ring determines the large diameter of the conic fragment, and the small diameter d_1 is determined by the insert-head diameter. The requirements for the testing configuration are given in ASTM C 900. The embedment depth and head diameter must be equal, but there is no requirement on the magnitude of these dimensions. The inner diameter of the reaction ring can be any size in the range of 2.0 to 2.4 times the insert-head diameter. This means that the apex angle of the conic frustum defined by the insert-head diameter and the inside diameter of the reaction ring can vary between 54 to 70 deg. The same test geometry must be used in developing the correlation relationship as will be used for the in-place testing.

Unlike the rebound hammer and probe penetration tests, the pullout test subjects the concrete to a static loading that is amenable to stress analysis. Using the finite element method, the stresses induced in the concrete have been calculated for the case before any cracking has developed (Stone and Carino 1984) and for the case where the concrete has cracked (Ottosen 1981). There is agreement that the test subjects the concrete to a highly nonuniform three-dimensional state of stress. Fig. 2.6 shows the approximate directions (trajectories) of the principal stresses acting in radial planes (those passing through the center of the insert) prior to any cracking and for apex angles of 54 and 70 deg. Because of symmetry, only one-half of the specimen is shown in the figures. These trajectories would be expected to change after cracking develops. It is seen that prior to cracking there are tensile stresses that are approximately perpendicular to the eventual failure surface, and that compressive stresses are directed from the insert head towards the ring. The magnitude of these principal stresses are nonuniform and are greatest near the top edge of the insert head.

A series of analytical and experimental studies have been carried out to determine the failure mechanism of the pullout test, some of which are critically reviewed

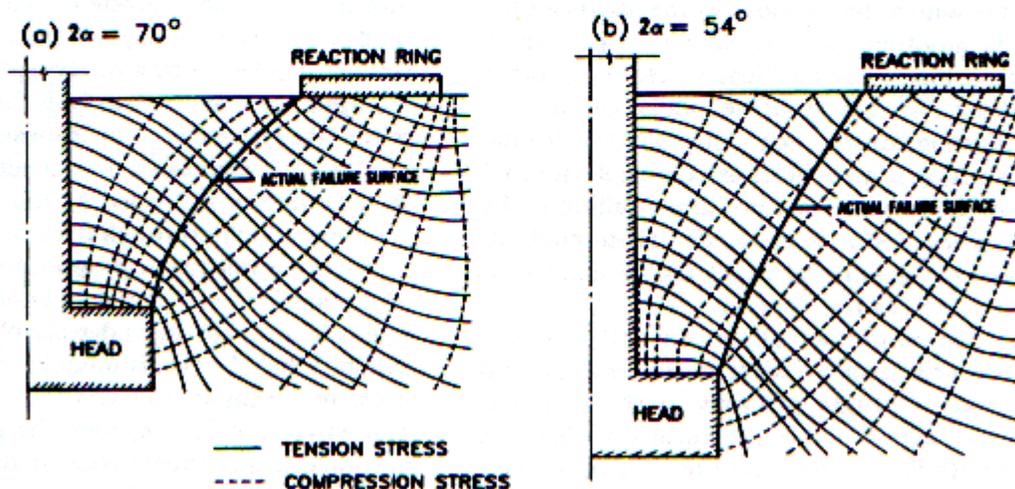


Fig. 2.6—Directions of principal stresses in concrete prior to cracking for pullout test: (a) apex angle = 70 deg; (b) apex angle = 54 deg (Stone and Carino 1984)



by Yener and Chen (1984). While the conclusions have differed, it is generally agreed that circumferential cracking (producing the failure cone) begins in the highly stressed region adjacent to the insert head at a pullout load that is a fraction of the ultimate value. With increasing load, the circumferential cracking propagates toward the reaction ring. However, there is no agreement on the nature of the final failure mechanism governing the magnitude of the ultimate pullout load.

In one analytical study (Ottosen 1981), it was concluded that ultimate failure is due to "crushing" of concrete in a narrow band between the insert head and the reaction ring. Thus, the pullout load is said to depend directly upon the compressive strength of the concrete. In another analytical study (Yener and Vajirasathira 1985), ultimate failure is said to occur by outward crushing of concrete around the perimeter of the failure cone near the reaction ring. Using linear-elastic fracture mechanics and a two-dimensional model, others (Ballarini, Shah, and Keer 1986) have concluded that ultimate load is governed by the fracture toughness of the matrix. In an experimental study (Stone and Carino 1983), it was concluded that prior to ultimate load, circumferential cracking extends from the insert head to the reaction ring; additional load is resisted by aggregate interlock across the circumferential crack. In this case, ultimate failure is said to occur when sufficient aggregate particles have been pulled out of the mortar matrix. According to the aggregate interlock argument, ultimate load is not directly related to the compressive strength. However, there is good correlation between ultimate pullout load and compressive strength of concrete, because both values are influenced by the mortar strength (Stone and Carino 1984). Another finite element study, using nonlinear fracture mechanics and a discrete cracking model, showed excellent agreement between the predicted and observed internal cracking in the pullout test (Hellier et al. 1987). This study also concluded that ultimate failure does not occur because of a compressive failure of the concrete.

Unlike other in-place tests, the standard pullout test requires preplanning the locations of the inserts on the formwork. In addition, the test cannot be performed on structures lacking embedded inserts. However, other types of pullout tests are available, which can be carried out on existing construction. These involve drilling a hole and inserting some type of expanding device that will engage in the concrete and produce a failure in the concrete when the device is extracted. These methods are still in their developmental stages and have not been standardized as ASTM test methods.

A positive feature of the pullout test is that it produces a rather well-defined failure in the concrete and measures a static strength property of the concrete. However, since there is not a consensus on what this strength property is, it is necessary to develop an empirical correlation relationship between the pullout strength and the compressive strength of the concrete. The relationship is applicable to only the particular test

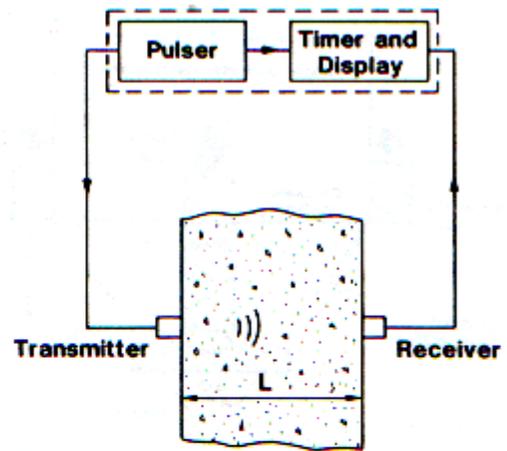


Fig. 2.7—Principle of operation of apparatus for measuring ultrasonic pulse velocity

configuration and concrete materials employed in the correlation testing.

The pullout strength is governed primarily by that portion of the concrete located adjacent to the conic frustum defined by the insert head and reaction ring. Commercial inserts have embedment depths on the order of 25 to 30 mm. Thus, only a small volume of the concrete is tested, and because of the inherent heterogeneity of concrete, the average within-batch coefficient of variation of these pullout tests has been found to be in the range of 7 to 10 percent, which is about two to three times that of standard cylinder compression tests.

2.5—Ultrasonic pulse velocity

The ultrasonic pulse velocity test, as prescribed in ASTM C 597, determines the propagation velocity of a pulse of vibrational energy through a concrete member. The operational principle of modern testing equipment is illustrated in Fig. 2.7. A pulsar sends a short-duration, high-voltage signal to a transducer, causing the transducer to vibrate at its resonant frequency. At the start of the electrical pulse an electronic timer is switched on. The transducer vibrations are transferred to the concrete through a viscous coupling fluid. The vibrational pulse travels through the member and is detected by a receiving transducer coupled to the opposite concrete surface. When the pulse is received, the electronic timer is turned off and the elapsed travel time is displayed. The direct path length between the transducers is divided by the travel time to obtain the pulse velocity through the concrete.

The pulse velocity is proportional to the square root of the elastic modulus and inversely proportional to the square root of the mass density of the concrete. If it is assumed that the elastic modulus of concrete is proportional to the square root of the compressive strength, as suggested by ACI 318, then the pulse velocity is proportional to the square root of the square root of the compressive strength. This means that, for a given concrete mixture, as the compressive strength increases with age there is a proportionately smaller increase in

the pulse velocity. For example, reported data (RILEM 1981) indicate that an increase in early-age compressive strength from 500 to 1500 psi (3.4 to 10.3 MPa) may increase the velocity from about 13,100 to about 15,000 ft/s (4000 to 4600 m/s). On the other hand, at later ages a gain in compressive strength from 4000 to 5000 psi (27.6 to 34.5 MPa) may increase the velocity from about 16,700 to only about 17,100 ft/s (5090 to 5220 m/s). Thus at later ages the pulse velocity of concrete is not sensitive to gain in strength.

Factors other than concrete strength can affect pulse velocity, and changes in pulse velocity due to these factors may overshadow changes due to strength (Sturup, Vecchio, and Caratin 1984). One of the most important factors is moisture content. As the moisture content of concrete increases from the air-dry to saturated condition, it is reported that pulse velocity may increase up to 5 percent (Bungey 1982). Thus, if the effects of moisture are not taken into account, erroneous conclusions may be drawn about in-place strength, especially in mature concrete. Empirical correlation relationships between compressive strength and pulse velocity should be determined at moisture conditions similar to those expected for the concrete in place.

Another influencing factor is the presence of steel reinforcement. Since the pulse velocity through steel is about 40 percent greater than through concrete, the pulse velocity through a heavily reinforced concrete member may be greater than through one with little reinforcement. This is especially troublesome when reinforcing bars are oriented parallel to the pulse-propagation direction. The pulse may be refracted into the bars and transmitted to the receiver at the pulse velocity in steel. The resulting apparent velocity through the member will be greater than the actual velocity through the concrete. Failure to account for the presence and orientation of reinforcement may lead to incorrect conclusions about concrete strength. Correction factors, such as those discussed in Malhotra (1976) and Bungey (1982), have been proposed, but their reliability is questionable.

The measured pulse velocity may also be affected by the presence of cracks or voids along the propagation path from transmitter to receiver. The pulse may be diffracted around the discontinuities, thereby increasing the travel path and travel time. Without additional knowledge about the interior condition of the concrete member, the apparent decrease in pulse velocity could be incorrectly interpreted as a low compressive strength.

In this test method, the concrete between the transmitting and receiving transducers affects the travel time. Test results are, therefore, relatively insensitive to the normal heterogeneity of concrete. For this reason, the test method has been found to have an extremely low within-batch coefficient of variation. However, these favorable results should not be interpreted to mean that highly reliable in-place strength predictions can be routinely obtained.

2.6—Maturity method

Freshly placed concrete gains strength as a result of the exothermic chemical reactions between the water and cementitious materials in the mixture. Provided sufficient moisture is present, the rates of the hydration reactions are influenced by the concrete temperature; an increase in temperature causes an increase in the reaction rates. The extent of hydration and, therefore, strength at any age is a function of the thermal history of the concrete.

The maturity method is a technique for accounting for the combined effects of temperature and time on strength development. The thermal history of the concrete and a so-called "maturity function" are used to compute a "maturity" value that quantifies the combined effects of time and temperature. The strength of a particular concrete mixture is expressed as a function of its maturity by means of a "strength-maturity relationship." If samples of the same concrete are subjected to different curing conditions, the strength-maturity relationship for that concrete and the thermal histories of the samples can be used to predict their strengths.

The maturity function is a mathematical expression that converts the thermal history of the concrete to a maturity value. Several such functions have been proposed and are reviewed in Malhotra (1971) and RILEM (1981). The key feature of a maturity function is the expression used to represent the influence of temperature on the rate of strength development. Two expressions have found widespread usage. In one case it is assumed that the rate of strength development is a linear function of temperature, and this leads to the simple maturity function shown in Fig. 2.8. In this case the maturity at any age is quantified by the area between a datum temperature T_0 and the temperature curve of the concrete. The term "temperature-time factor" is used for this area and is calculated as follows

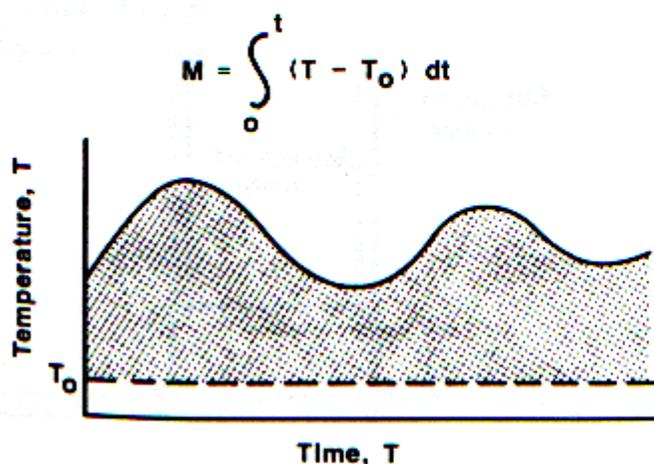


Fig. 2.8—Maturity function based on assumption that rate of strength gain varies linearly with temperature

$$M(t) = \Sigma (T_c - T_0) \Delta t \quad (2-1)$$

- where $M(t)$ = the temperature-time factor at age t , degree-days or degree-hours
 t = a time interval, days or hours
 T_a = average concrete temperature during time interval t
 T_o = datum temperature

Traditionally, the datum temperature has been the temperature below which strength gain ceases, which has been assumed to be about 14 F (-10 C). However, it has been suggested that a single value for the datum temperature is not the most appropriate approach and that the datum temperature should be evaluated for the specific materials in the concrete mixture (Carino 1984). ASTM C 1074 recommends a datum temperature of 32 F (0 C) for concrete made with Type I cement when the concrete temperature is expected to be between 32 and 104 F (0 and 40 C). A procedure is also provided for experimentally determining the datum temperature for other types of cement and for different ranges of curing temperature.

The other expression used in a maturity function assumes that the rate of strength gain varies exponentially with concrete temperature. This exponential function is used to compute an "equivalent age" of the concrete at some specified temperature as follows

$$t_e = \Sigma e^{-Q \left(\frac{1}{T_a} - \frac{1}{T_s} \right) \Delta t} \quad (2-2)$$

- where t_e = equivalent age at a specified temperature T_s , days or hours
 Q = activation energy divided by the gas constant, deg K
 T_a = average temperature of concrete during time interval t , deg K
 T_s = specified temperature, deg K
 t = time interval, days or hours

To use the exponential function one needs the value of a characteristic known as the "activation energy," which depends on the nature of the cementitious materials. The relationships between activation energy and datum temperature are described by Carino (1984). ASTM C 1074 recommends a Q -value of 5000 deg K, for use in Eq. (2-2), for concrete made with Type I cement.

To utilize the maturity method requires establishing the strength-maturity relationship for the concrete that will be used in the structure. The temperature history of the in-place concrete is continuously monitored and from this data the in-place maturity (temperature-time factor or equivalent age) is computed. Knowing the in-place maturity and strength-maturity relationship, the in-place strength can be estimated. Instruments are

available that automatically compute maturity, but care should be exercised in their use because the maturity function used by the instrument may not be applicable to the concrete in the structure. ASTM C 1074 gives the procedure for using the maturity method and provides examples of how to compute the temperature-time factor or equivalent age from the recorded temperature history of the concrete. ACI 306R also illustrates the use of the temperature-time factor (referred to as the "maturity factor" in ACI 306R).

The maturity method is intended for estimating strength development of concrete. Strength estimates are based on two important assumptions: 1) there is always sufficient water for continued hydration, and 2) the concrete in the structure is the same as that used to develop the strength-maturity relationship. Proper curing procedures (as provided in ACI 308) will assure that the first condition is satisfied. To satisfy the second condition requires additional confirmation that the concrete in the structure has the correct strength potential. This can be achieved by performing accelerated strength tests on concrete sampled from the structure or by performing other in-place tests that give positive indications of the strength level. This verification is essential when estimates of in-place strength are used for timing critical operations such as formwork removal or application of post-tensioning.

2.7—Cast-in-place cylinders

This is a technique for obtaining cylindrical concrete specimens from newly cast slabs without drilling cores. The method is described in ASTM C 873 and involves using a mold, as illustrated in Fig. 2.9. The outer sleeve is nailed to the formwork and is used to support a cylindrical mold. The sleeve can be adjusted for different slab thicknesses. The mold is filled when the slab is cast and the concrete in the mold is allowed to cure along with the slab. The objective of the technique is to obtain a test sample that has been subjected to the same

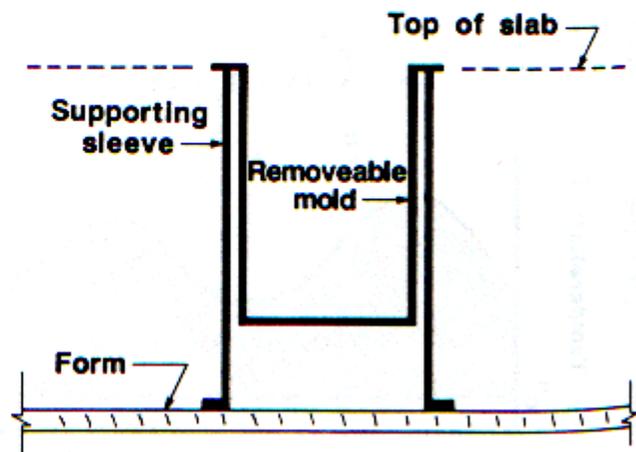


Fig. 2.9—Special mold used to obtain cast-in-place cylindrical concrete sample

Table 2.1 — Summary of survey on usage of In-place tests

Type of test	No. of labs performing test		
	Canada	U.S.	Total
Rebound hammer	19	27	46
Probe penetration	2	22	24
Pullout	6	6	12
Pulse velocity	3	10	13
Maturity	3	1	4
Cast-in-place cylinder	5	3	8

Table 2.2 — Comparison of experience rating

Type of test	Canada				U.S.			
	R	S	A	E	R	S	A	E
Rebound hammer	F-G	VG-E	F-G	VG-E	F	G-VG	F-G	G-VG
Probe penetration	F-G	VG	G	VG	G	G	G	F-G
Pullout	G-VG	G-VG	VG	G-VG	G	G	G	F-G
Pulse velocity	G-VG	VG	G-VG	G-VG	F-G	F	F-G	F-G
Maturity	F	F-P	G	F-P	G	P	G	P
Cast-in-place cylinder	VG	VG-E	VG	VG	G	G-VG	G	F-G

Legend

R = reliability	P = poor
S = simplicity	F = fair
A = accuracy	G = good
E = economy	VG = very good
	E = excellent

thermal history as the concrete in the structure. When it is desired to know the in-place strength, the mold is removed from the sleeve and stripped from the concrete cylinder. The cylinder is capped and tested in compression. For cases in which the length-to-diameter ratio of the cylinders is less than 2, the measured compressive strengths need to be corrected by the factors in ASTM C 42.

2.8—Combined methods

Data from two methods can be combined in a single correlation relationship to improve accuracy (e.g., rebound hammer plus ultrasonic pulse velocity, or probe penetration plus ultrasonic pulse velocity). Combinations such as pulse velocity and rebound hammer have been reported to improve accuracy, but in most applications the improvement has only been marginal (Tangigawa, Baba, and Mori 1984; Samarin and Dhir 1984; Samarin and Meynink 1984). Hence, the use of combined methods may not be economically justified.

2.9—Summary

A review has been presented of methods that can be used for estimating the in-place strength of concrete. While other procedures have been proposed (see Malhotra 1976 and Bungey 1982), the methods that have been discussed are the ones commonly used in North American practice. A survey was conducted of com-

mercial testing laboratories in Canada and the United States to determine the relative usage of these tests. A total of 25 laboratories from Canada and 27 laboratories from the U.S. responded to the survey, the results of which are summarized in Table 2.1. The survey indicates that the rebound hammer is the most widely used in-place test method, and the probe penetration method is the second most common test. The laboratories were also asked to rate each of the methods in terms of their reliability, simplicity of use, accuracy, and economy. The results of this rating are summarized in Table 2.2. Because of the small number of laboratories using techniques other than the rebound hammer and probe penetration methods, it is difficult to reach definite conclusions about the performance rating of all the methods. However, it is clear that while the rebound hammer is widely used because of its simplicity and economy, it is not the method of choice in terms of reliability and accuracy. The probe-penetration and pullout test appear to have good to very good ratings in the four categories. There seems to be a difference of opinion between U.S. and Canadian users of pulse velocity, but this may be due to the small sample size rather than a difference in practices.

In-place tests provide alternatives to core tests for estimating the strength of concrete in a structure, or can supplement the data obtained from a limited number of cores. These methods are based on measuring a concrete property that bears some relationship to strength. The accuracy of these methods is, in part, determined by the degree of correlation between strength and the physical quantity measured by the in-place test. For proper evaluation of test results, the user must be aware of those factors other than concrete strength that can affect the test results. Additional fundamental research is needed to improve our understanding of how these methods are related to concrete strength and how the test results are affected by factors other than strength.

An essential step for using these methods to estimate the in-place strength is the development of a correlation relationship between strength and the quantity measured by the in-place test. The data acquired for developing the correlation relationship provide valuable information on the reliability of the predictions. Chapter 3 of this report gives recommendations for the development and use of correlation relationships.

CHAPTER 3—STATISTICAL ANALYSIS OF TEST RESULTS

3.1—Introduction

In designing a structure to safely resist the expected loads, the engineer uses the specified compressive strength f'_c of the concrete. The strength of the concrete in a structure is variable and, as indicated in ACI 214, the specified compressive strength is generally assumed to represent the strength which is expected to be exceeded with about 90-percent probability. To insure that this condition is satisfied, the concrete supplied for the structure must have an average standard-cured cyl-

in-place strength in excess of f'_c as specified in Chapter 4 of ACI 318. When the strength of concrete in a structure is under scrutiny because of low standard-cure cylinder strengths or because of suspected curing deficiencies, ACI 318 states that the concrete is structurally adequate if the in-place strength, as represented by the average core strength, is not less than $0.85 f'_c$.

In assessing the ability of a partially completed structure to safely resist construction loads, it is therefore reasonable that the tenth-percentile in-place compressive strength (strength exceeded with 90-percent probability) should be equal to at least 0.85 of the required compressive strength at the time of application of the construction loads. The required strength means the compressive strength used in computing the nominal load resistance of structural elements. In-place tests can be used to estimate the tenth-percentile strength with a high degree of confidence only if test data are subjected to statistical analysis.

The use of the tenth-percentile strength as the level of the in-place strength that should be relied upon to resist applied construction loads is perceived as a reasonable procedure by users of in-place tests. The critical nature of construction operations in partially completed structures, the sensitivity of early age strength on the previous thermal history of the concrete, and the general lack of careful consideration of construction loading during the design of a structure, dictate the use of a conservative procedure for evaluating in-place test results. Inadequate strength at the time of a proposed construction operation can usually be remedied by simply providing for additional curing before proceeding with the operation.

Some in-place tests may also be used to evaluate the strength of an existing structure. Often they are used to answer questions that arise because of low strengths of standard cylinders. Failure to meet specified acceptance criteria can result in severe penalties for the builder. In such cases, the use of the tenth-percentile strength as the reliable strength level to resist design loads is not the appropriate technique for analyzing in-place test data. The existing criteria for the acceptance of concrete strength in an existing structure are based on testing cores. If the average compressive strength of three cores exceeds 85 percent of the specified compressive strength and no single core strength is less than 75 percent of the specified strength, the concrete strength is deemed to be acceptable. However, there are no analogous acceptance criteria for equivalent in-place compressive strength based on in-place tests. Additional study is required to develop acceptance criteria for the results of in-place tests that are consistent with the existing criteria for core strengths.

In arriving at the value of the tenth-percentile in-place compressive strength by means of in-place tests, one must account for various sources of variability or uncertainty:

1. The uncertainty of the average value of the in-place test results based on a limited number of in-place tests.

2. The uncertainty of the correlation relationship derived from a limited number of correlation tests.

3. The variability of the in-place compressive strength.

The following sections deal with these items.

3.2—Repeatability of results

The uncertainty of the average value of the in-place test results is indicated by the standard deviation of the results and by the number of tests. The standard deviation is in turn a function of the repeatability of the test and the variability of the concrete in the structure.

In this report, repeatability is defined as the standard deviation or coefficient of variation of repeated tests by the same operator on the same material. This is often called the "within-test" variation and is indicative of the inherent scatter associated with a particular test.

Data on the repeatability of some in-place tests are provided in the precision statements of the ASTM standards governing the tests. Some information on the repeatability of other tests may be found in published reports. Unfortunately, the majority of published data deal with correlations with standard strength tests, rather than with repeatability. As will be seen, conclusions about repeatability are often in conflict because of differences in test designs or in data analysis.

3.2.1 Rebound hammer—In the precision statement of ASTM C 805, the within-test standard deviation is reported to be 2.5 rebound numbers. The results of two recent studies (Keiller 1982; Carrette and Malhotra 1984), which were performed to evaluate the performance of various in-place tests, provide additional insight into the repeatability of the rebound test. In one study (Keiller 1982), eight different mixtures were used and twelve replicate rebound readings were taken at ages of 7 and 28 days. In the other study (Carrette and Malhotra 1984), four mixtures were used along with twenty replications at ages of 1, 2, and 3 days. Fig. 3.1 shows the standard deviations of the rebound numbers as a function of the average rebound number. The data from the two laboratories appear to be consistent. The average standard deviation for the CANMET study (Carrette and Malhotra 1984) is 2.4 rebound numbers, which is remarkably close to that quoted in ASTM C 805. However, the average standard deviation in the Cement and Concrete Association (C & CA) study (Keiller 1982) is 3.4 rebound numbers. In Fig. 3.1, there appears to be a trend of increasing standard deviation with increasing rebound number. If such is the case, the coefficient of variation may be a better measure of repeatability. Fig. 3.2 shows the coefficients of variation plotted as a function of average rebound number. In this case there does not appear to be any clear trend with increasing rebound number. The average values of coefficient of variation for the two laboratories are exactly the same, 11.9 percent.

In Fig. 3.2, the coefficients of variation are not constant. However, it must be realized that the values are based on sample estimates of the true averages and standard deviations. With finite sample sizes there will

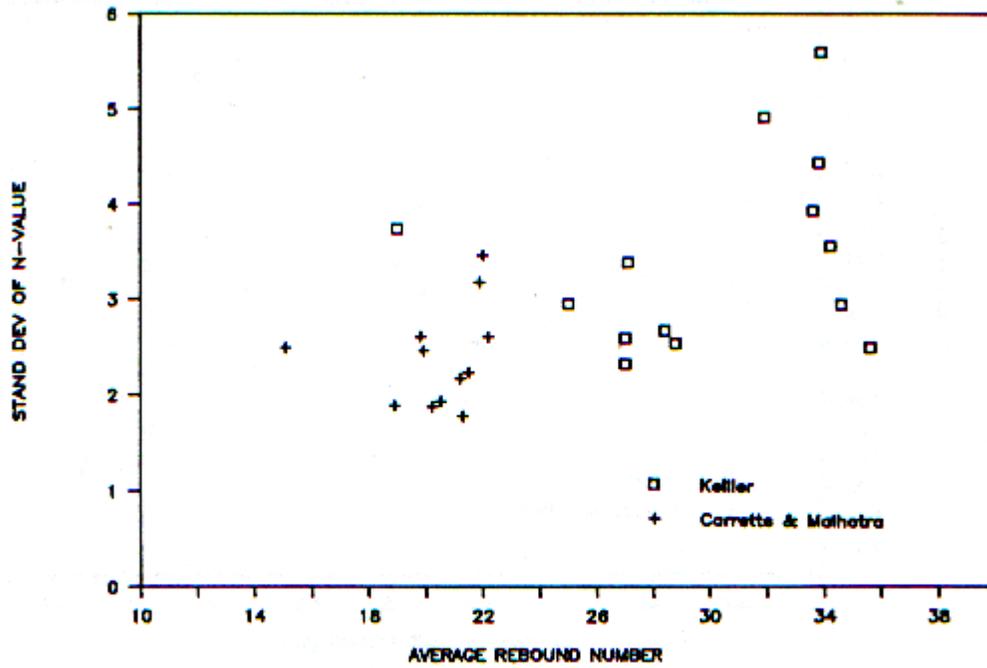


Fig. 3.1— Within-test standard deviation as a function of average rebound number

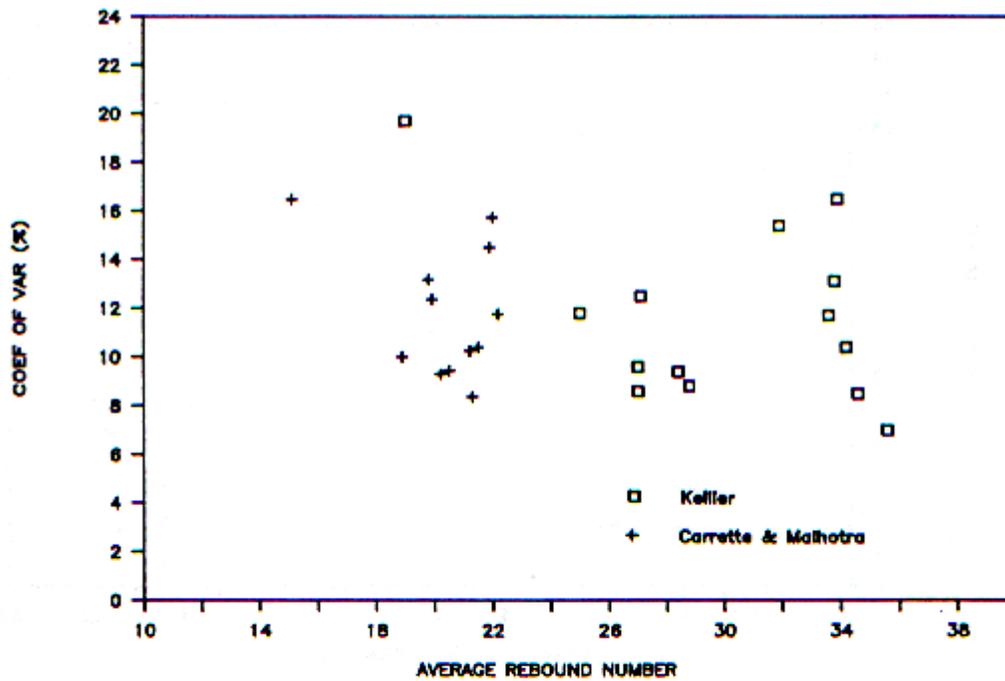


Fig. 3.2— Within-test coefficient of variation as a function of average rebound number

be errors in these estimates, and a random variation in the computed coefficient of variation is expected even though the true coefficient of variation is constant. Thus it appears that the repeatability of the rebound number technique may be described by a constant coefficient of variation, which has an average value of about 10 percent.

3.2.2 Probe penetration—In the precision statement of ASTM C 803, it is reported that the within-test stan-

dard deviations of exposed probe length for three replicate tests are 0.08, 0.10, and 0.14 in. (2.0, 2.5, and 3.6 mm) for tests in mortar, in concrete with 1 in. (25 mm) maximum aggregate size, and in concrete with 2 in. (50 mm) maximum aggregate size, respectively.

The data provided in the CANMET (Carrette and Malhotra 1984) and C & CA (Keiller 1982) studies, which cover concrete strengths in the range of 1500 to 7000 psi (10 to 50 MPa), give additional insight into the

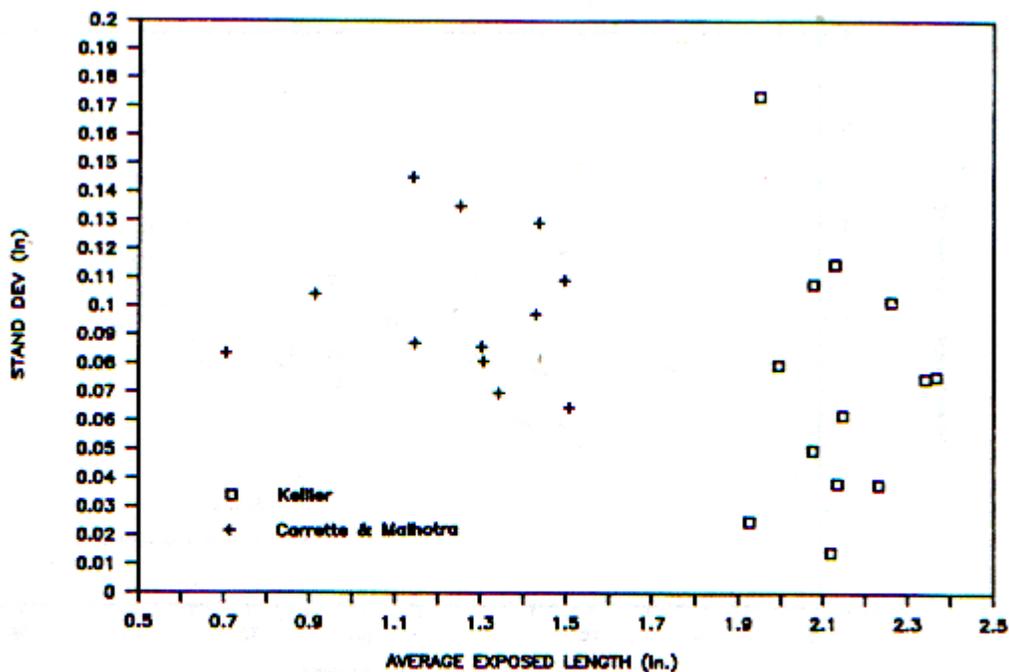


Fig. 3.3—Within-test standard deviation as a function of average exposed length of probes

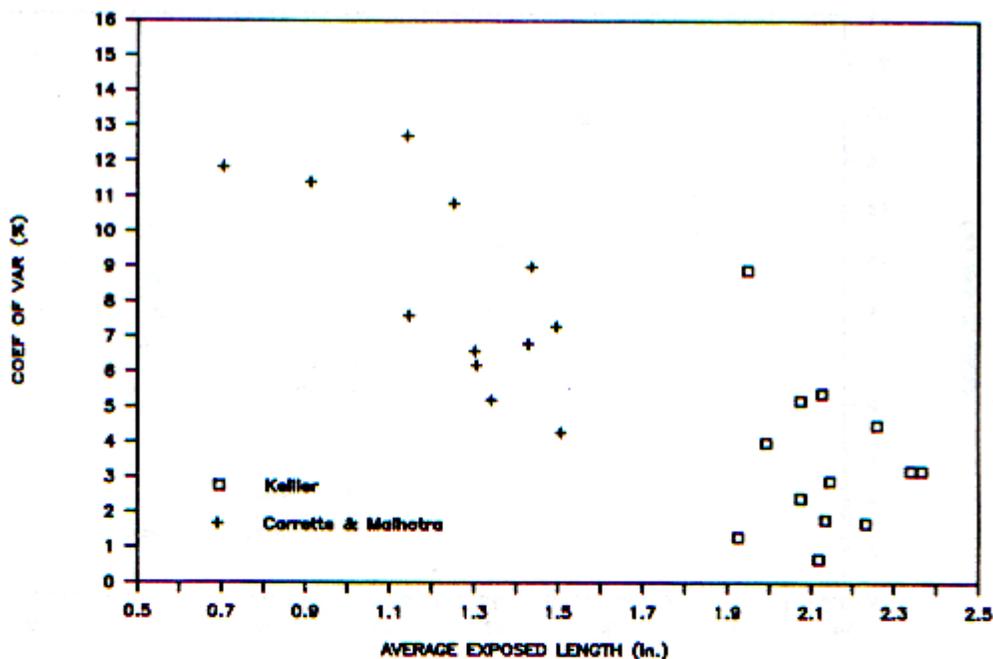


Fig. 3.4—Within-test coefficient of variation as a function of average exposed length of probe

underlying measure of repeatability for this test. Fig. 3.3 shows the standard deviations of the exposed length of the probes as a function of the average exposed length. The CANMET values are based on the average of six probes, while C & CA results are based on three probes. Except for one outlying point, there is a trend for decreasing within-test variability with increasing exposed length. In Fig. 3.4, the coefficients of variation of exposed length are shown as a function of the aver-

age exposed length. The decreasing trend with increasing concrete strength is more pronounced than in Fig. 3.3. Thus the repeatability of the exposed length is neither described by a constant standard deviation nor a constant coefficient of variation.

The customary practice is to measure the exposed length of the probes, but concrete strength has a direct effect on the depth of penetration. A more logical approach is to express the coefficient of variation in terms

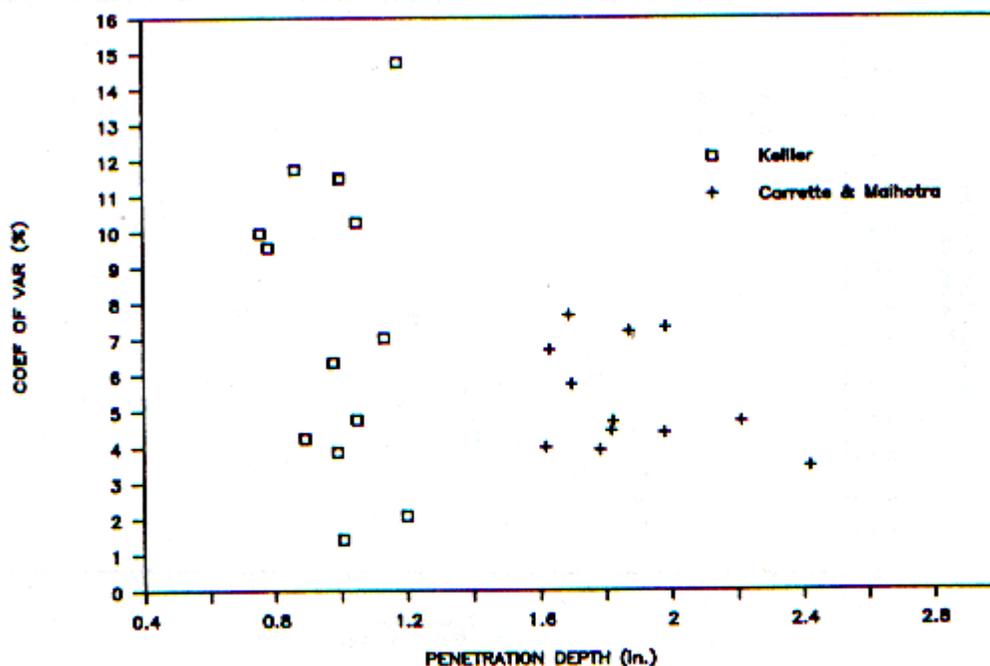


Fig. 3.5—Within-test coefficient of variation as a function of average penetration depth of probes

of depth of penetration. Fig. 3.5 shows the coefficient of variation of the penetration depth as a function of average penetration. In this case there is no clear trend with increasing penetration. The higher scatter of the values from the C & CA tests may be due to their smaller sample size compared with the CANMET tests. Note that the standard deviation has the same value whether exposed length or penetration depth is used. However, the value of the coefficient of variation depends on whether the standard deviation is divided by average exposed length or average penetration depth.

Hence, it appears that a constant coefficient of variation of the penetration depth can be used to describe the within-test variability of the probe penetration test. The CANMET work (Carrette and Malhotra 1984) is the first known study that uses this method for defining the repeatability of the penetration test. However, other test data using the probe penetration system can be manipulated to yield the coefficient of variation of penetration depth provided two of these three quantities are given: average exposed length; standard deviation; and/or coefficient of variation of exposed length. Using the data given in Table 6 of Malhotra's 1976 review, the following values for average coefficients of variation for depth of penetration have been calculated:

Maximum aggregate size	Coefficient of variation of penetration depth
2 in. (50 mm)	14.0%
1 in. (25 mm)	8.6%
¾ in. (19 mm)	3.5, 4.7, and 5.6%

In the CANMET study (Carrette and Malhotra 1984), the maximum aggregate size was ¾ in. (19 mm)

and the average coefficient of variation is 5.4 percent, while in the C & CA study (Keiller 1982) it was 7.8 percent for the same maximum aggregate size. Other work (Swamy and Al-Hamad 1984) used ¾ in. (10 mm) maximum aggregate size, and the coefficients of variation ranged between 2.7 and 7 percent. For commonly used ¾ in. (19 mm) aggregate, it is concluded that a coefficient of variation of 5 percent is reasonable.

3.2.3 Pullout test—The current ASTM test method for the pullout test (ASTM C 900) does not have a precision statement. However, there are published data on the within-test variability of this test. Recent work at the National Bureau of Standards (NBS) (Stone, Carino, and Reeve 1986) examined whether standard deviation or coefficient of variation is the best measure of repeatability. Four test series were performed. Three of them used a 70-deg apex angle but different aggregate types: river gravel, crushed limestone, and expanded lightweight shale. The fourth series was for a 54-deg angle with river-gravel aggregate. The embedment depth was about 1 in. (25 mm), and compressive strength of concrete ranged from about 1500 to 6000 psi (10 to 40 MPa). Fig. 3.6 shows the standard deviation, using 11 replications, as a function of the average pullout load. It can be seen that there is a tendency for the standard deviation to increase with increasing pullout load. Fig. 3.7 shows the coefficient of variation as a function of the average pullout load. In this case there is no trend between the two quantities. Thus, it may be concluded that the coefficient of variation should be used as a measure of the repeatability of the pullout test.

Table 3.1 gives the reported coefficients of variation from different laboratory studies of the pullout test. In addition to these data, the work of Krenchel and Peter-

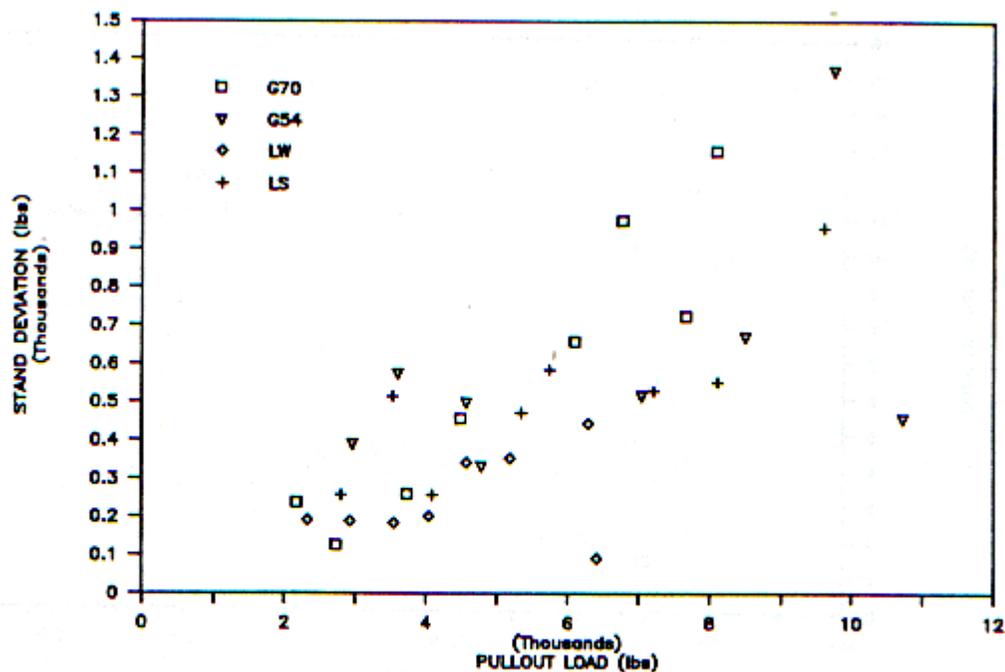


Fig. 3.6—Within-test standard deviation as a function of average pullout load (Stone, Carino, and Reeve 1986)

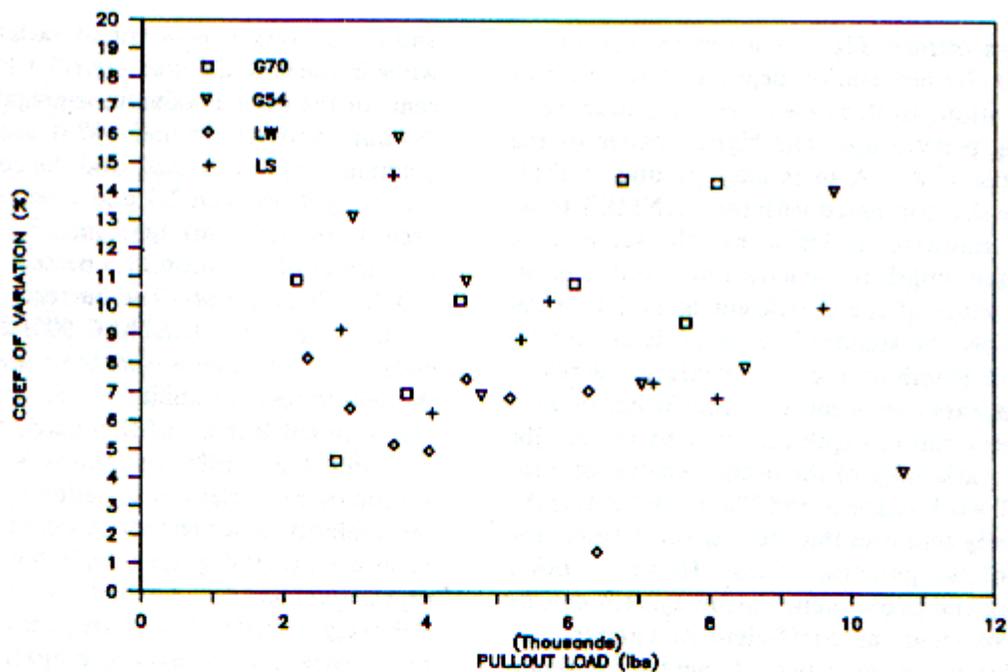


Fig. 3.7—Coefficient of variation as a function of average pullout load (Stone, Carino, and Reeve 1986)

son* summarizes the repeatability obtained in 24 correlation testing programs involving an insert with a 1 in. (25 mm) embedment and a 62-deg apex angle. The reported coefficients of variation ranged from 4.1 to 15.2 percent, with an average of 8 percent. The tests reported in Table 3.1 and by Krenchel and Peterson'

have involved different test geometries and different types and sizes of coarse aggregate. In addition, the geometry of the specimens containing the embedded inserts were varied, with cylinders, cubes, beams, and slabs being common shapes. Because of these testing differences, it is difficult to draw firm conclusions about the repeatability of the pullout test.

Table 3.2 summarizes the coefficients of variation obtained in a study by NBS (Stone and Giza 1985) designed to examine the effects of different variables on

*Krenchel, H. and Peterson, C. G., "In Situ Pullout Testing with Lok-Test—Ten Years Experience," manuscript submitted for publication to *Nordisk Betong*.

¹Ibid.

Table 3.1 — Summary of within-test coefficient of variation of pullout test

Reference	Apex angle	Embedment depth, in.	Maximum aggregate size, in.	Type of aggregate	Sample size	Range of C.V.,* percent	Average C.V., percent
Malhotra & Carrette 1980	67	2	1	R.Gravel'	2	0.9-14.3	5.3
Malhotra 1975	67	2	¾	Limestone	3	2.3-6.3	3.9
Bickley 1982	62	1	¾	?	8	3.2-5.3	4.1
Khoo 1984	70	1	¾	Granite	6	1.9-12.3	6.9
Carrette & Malhotra 1984	67	2	¾	Limestone	4	1.9-11.8	7.1
Carrette & Malhotra 1984	62	1	¾	Limestone	10	5.2-14.9	8.5
Keiller 1982	62	1	¾	Limestone	6	7.4-31	14.8
Stone, et al. 1986	70	1	¾	R.Gravel	11	4.6-14.4	10.2
	70	1	¾	Limestone	11	6.3-14.6	9.2
	70	1	¾	Lightweight	11	1.4-8.2	6.0
	54	1	¾	R.Gravel	11	4.3-15.9	10.0
Bocca 1984	67	1.2	½	?	24	2.8-6.1	4.3

1 in. = 25.4 mm.

*C.V. = Coefficient of variation.

'R.Gravel = river gravel.

Table 3.2 — Summary of results from investigation of pullout test (Stone and Giza 1985)

Test series	Apex angle	Embedment depth, in.	Maximum aggregate size, in.	Type of aggregate	Sample size	Range of C.V.,* percent	Average C.V., percent
Apex angle	30	0.98	¾	R.Gravel'	2 x 11	9.1-11.4	10.3
	46	0.98	¾	R.Gravel	4 x 11	5.6-18.7	11.1
	54	0.98	¾	R.Gravel	2 x 11	6.3-6.7	6.5
	58	0.98	¾	R.Gravel	2 x 11	8.6-10.0	9.3
	62	0.98	¾	R.Gravel	2 x 11	7.5-9.6	8.6
	70	0.98	¾	R.Gravel	4 x 11	8.0-10.1	8.8
	86	0.98	¾	R.Gravel	2 x 11	9.0-10.8	9.9
	Embedment	58	0.47	¾	R.Gravel	1 x 11	
58		0.78	¾	R.Gravel	2 x 11	7.7-14.0	10.9
58		0.91	¾	R.Gravel	2 x 11	6.5-6.7	6.6
58		0.98	¾	R.Gravel	2 x 11	8.8-10.7	9.8
58		1.06	¾	R.Gravel	2 x 11	9.1-11.1	10.1
58		1.69	¾	R.Gravel	2 x 11	11.5-11.9	11.7
Aggregate size	70	0.98	¾	R.Gravel	2 x 11	6.5-7.0	6.8
	70	0.98	¾	R.Gravel	5 x 11	4.9-6.5	6.0
	70	0.98	½	R.Gravel	5 x 11	3.3-10.6	6.7
	70	0.98	¾	R.Gravel	4 x 11	8.0-10.1	8.8
Aggregate type	70	0.98	¾	Lightweight R.Gravel	2 x 11	5.6-5.7	5.7
	70	0.98	¾	Crush	4 x 11	8.0-10.1	8.8
	70	0.98	¾	Gneiss	2 x 11	7.2-16.8	12.0
	70	0.98	¾	Porous Limes	2 x 11	7.7-10.9	9.3

*C.V. = coefficient of variation.

'R.Gravel = river gravel.

test repeatability. The column labeled "sample size" indicates the number of groups of tests, with each group containing 11 replications. For the conditions studied it was found that depth of embedment and apex angle did not have a pronounced effect on repeatability. On the other hand, the maximum nominal aggregate size appeared to have some effect, with the ¾-in. (19-mm) aggregate resulting in slightly greater variability than for smaller aggregates. In addition, the aggregate type also appears to be important. For tests with

lightweight aggregate, the variability was lower than for tests with normal weight aggregates. In this study, companion mortar specimens were also tested and the coefficients of variation varied between 2.8 and 10.6 percent, with an average value of 6.2 percent. Thus, the repeatability with lightweight aggregate is similar to that obtained with mortar.

Experimental evidence suggests that the variability of the pullout test is affected by the ratio of the mortar strength to coarse aggregate strength and by the maxi-

mum aggregate size. As aggregate strength and mortar strength become similar, repeatability is improved. This explains why the NBS tests with lightweight aggregate performed like tests with plain mortar. Bocca's results (Bocca 1984), which are summarized in Table 3.2, also lend support to this pattern of behavior. In this case, high-strength concrete was used and the high mortar strength approached that of the coarse aggregate. This condition, plus the use of small maximum aggregate size, may explain why the coefficients of variation were lower than typically obtained with similar pullout test configurations on lower strength concrete.

In summary, a wide variety of test data has been accumulated on the repeatability of the pullout tests. Differing results can often be explained because of differences in the materials and the testing conditions. In general, it appears that an average coefficient of variation of 8 percent is typical for pullout tests conforming with the requirements of ASTM C 900 and with embedment depths on the order of 1 in. (25 mm). The actual value expected in any particular situation will be primarily affected by the nature of the coarse aggregate, as discussed in previous paragraphs.

3.2.4 Pulse velocity—In contrast to the previous test techniques, which probe a relatively thin layer of the concrete in a structure, the pulse-velocity method probes the entire thickness of concrete between the transducers. Any localized differences in the composition of the concrete because of inherent variability are expected to have a negligible effect on the measured travel times of the ultrasonic pulses. Thus the repeatability of this method is expected to be much better than the previous techniques.

The following coefficients of variation have been obtained in various laboratory studies:

Reference	Range of coefficient of variation	Average coefficient of variation
Keiller Carrette and Malhotra	0.5 to 1.5%	1.1%
Bocca	0.1 to 0.8%	0.4%
	0.4 to 1.2%	0.7%

In ASTM C 597, it is reported that for path lengths from 0.3 to 6 m through sound concrete and for different operators using the same instrument or one operator using different instruments, the repeatability of test results is within 2 percent.

3.2.5 Maturity method—In the maturity method, the temperature history of the concrete is recorded and used to compute a maturity value. Therefore, the repeatability of the maturity values is dependent on the instrumentation that is used. One would expect the repeatability to be lower when using an electronic "maturity meter" than when maturity is computed from temperature readings on a strip-chart recorder. However, at present there are no published data on repeatability of maturity measurements using different instrumentation.

3.2.6 Cast-in-place cylinder—This test method involves the determination of the compressive strength of cylindrical specimens cured in the special molds located in the structure. Thus, the repeatability would be expected to be similar to other compression tests on cylinders. Few data have been published. Bloem (1968) reported a within-test coefficient of variation ranging from 2.7 to 5.2 percent with an average of 3.5 percent for three replicate tests at ages from 1 to 91 days. Richards* reported values from 1.2 to 5.8 percent with an average of 2.8 percent for two replicate tests at ages of from 7 to 64 days.

ASTM C 873 states that the coefficient of variation for three cylinders cast from the same batch has been determined to be 3.6 percent.

3.3—Correlation

3.3.1 General—The term "correlation" as used in this report means establishing the relationship between the quantities measured by each type of in-place test and the corresponding compressive strength of standard specimens. The standard specimen may be the standard cylinder, such as used in North American practice, or standard cubes. Very often, the in-place tests are correlated with the compressive strength of cores, since core strength is the most established and accepted measure of in-place strength. The statistical techniques for establishing the correlation relationship are independent of the type of "standard" specimen. However, the specimen type is important when interpreting the results of in-place tests.

The common aspects of correlation are discussed in this section and subsequent sections present the specific procedures being used for each type of in-place test.

The preferred approach is to establish the correlation by a laboratory testing program, which is performed prior to using the in-place test method in the field. The testing program typically involves preparing test specimens using the same concreting materials to be used in construction. At regular intervals, measurements are made using the in-place test techniques, and the compressive strengths of standard specimens, such as molded cylinders or cores, are also measured. The paired data are subjected to regression analysis to determine the best-fit estimate of the correlation relationship.

For some techniques it may be possible to perform the in-place test on standard specimens without damaging them, and the specimens can be subsequently tested for compressive strength. However, in most cases in-place tests are carried out on separate specimens, and it is extremely important that the in-place tests and standard tests are performed on specimens at the same maturity and compaction. This may be achieved by using curing conditions that insure similar internal temperature histories in all specimens. Alternatively, internal temperatures can be recorded and test ages can

*Personal communication from Owen Richards.

be adjusted so that the in-place tests and standard tests are performed at the same maturity.

The testing program should be planned so that the range of compressive strength includes the lowest and highest values that may be encountered in the field. This assures that the correlation relationship will be used only for interpolation and not extrapolation. The uncertainty associated with the correlation relationship is reduced with increasing number of tests, but of course the expense of the testing program would increase. It is not easy to determine the optimum number of points, i.e., strength levels, to use for correlation. However, it is recommended that as a minimum, six strength levels that are approximately evenly spaced should be used. This is achieved by testing specimens from the same mixture at different ages.

The number of replicate tests at each strength level should be chosen so that the compressive strength and in-place test values are measured with the same degree of certainty. Thus the ratio of the number of in-place tests to the number of standard tests equals the ratio of the squares of the corresponding within-test coefficients of variation

$$\frac{n_i}{n_s} = \left(\frac{V_i}{V_s}\right)^2 \quad (3-1)$$

where n_i = number of in-place tests
 n_s = number of standard tests
 V_i = coefficient of variation of in-place test
 V_s = coefficient of variation of standard test

For planning purposes, it may be assumed that the coefficient of variation of compressive strength of standard cylinders is 4 percent. If compressive strength is determined by testing cores, a coefficient of variation of 5 percent may be assumed.

The usual practice is to treat the average values of the replicate compressive strength and in-place tests at each strength level as one data pair. The data pairs are plotted using the in-place test value as the X -variable and compressive strength as the Y -variable. Regression analysis is performed on the data pairs to obtain the best estimate for the correlation relationship. It is common to assume that the relationship is a straight line and to use programmed handheld calculators to determine the best estimates of the slope and Y -intercept of the line. Ordinary linear regression analysis assumes that there is no error in the X -variable, which is clearly not a good assumption for in-place tests. A procedure has been developed for modifying the formulas in ordinary linear regression which account for the error in the X -variable (Mandel 1984).

It is common practice to compute the correlation coefficient of the regression line. This quantity indicates how well the data fit the straight line. A more relevant statistic is the "standard error of estimate,"

which is the weighted average deviation of the Y -values from the straight line. The standard error is used to compute the confidence limits for the correlation relationship, which are useful when evaluating in-place compressive strength from the results of the in-place tests. The formulas for computing these confidence limits are given in books on experimental data analysis (Natrella 1963).

3.3.2 Rebound hammer—At each test age, a set of ten rebound numbers should be obtained from each of a pair of cylinders held firmly in a compression testing machine or other suitable device at a load of about 500 psi (3 MPa). The rebound hammer tests should be made in the direction relative to gravity in which they will be made on the structure. The cylinders should then be tested in compression. If it is not feasible to test the cylinders with the hammer in the same orientation as will be used to test the structure, the correction factors supplied by the equipment manufacturer can be used to account for differences in orientation. As mentioned in Section 2.2, the surface produced by the material of the cylinder molds can differ from the surface produced by the form material for the structure. This factor should also be considered in the correlation testing. If considerable difference is expected between the surfaces in the structure and of the cylinders, additional prismatic specimens should be prepared for rebound tests. These specimens should be formed with the same type of forming materials that will be used in construction and they should be similar in size to the cylinders so that they will experience similar thermal histories.

For accurate estimates of in-place strength, the moisture content and texture of the surfaces of the cylinders at the time of the correlation tests must be similar to those anticipated for the concrete in the structure at the time of in-place testing. As a practical matter, the only easily reproducible moisture condition for concrete surfaces is the saturated condition.

3.3.3 Probe penetration—To permit tests at six different ages, a set of 12 standard cylinders and a test slab large enough for 18 probe penetration tests should be cast. For in-place testing of vertical elements, the recommended procedure is to cast a wall specimen and take cores adjacent to the probe tests. All test specimens should be cured under identical conditions of moisture and temperature. At each test age, two compression tests and three probe penetration tests should be made.

The recommended minimum thickness for the test slab is 6 in. (150 mm). (See ASTM C 803 for minimum spacing between test probes).

3.3.4 Pullout—A number of techniques have been used. Pullout inserts have been cast in the bottom of standard cylinders, and a pullout test was made prior to the standard cylinder being tested in compression (Bickley 1982). In this case, the pullout test is stopped when the maximum load has been attained, which is indicated by a drop in the load with further displacement. The insert is not extracted and the cylinder can

be capped and tested in compression. Alternatively, companion cylinders have been cast with and without inserts, and the pullout test has been performed on one standard cylinder and the other cylinder tested in compression. Some investigators have experienced difficulty with both of these procedures, particularly at high strengths, with radial cracking at the end of the cylinder containing the pullout insert; this is believed to result in lower ultimate pullout loads.

A third alternative has been to cast standard cylinders for compression testing and to place pullout inserts in cubes (or slabs or beams) so that the pullout tests can be made at the same time as the standard cylinder tests but in the companion specimen.

This latter approach is the preferred method, providing compaction is consistent between the standard cylinders and the cubes or other specimens containing the pullout inserts, and the maturity of all specimens tested is the same. The minimum size of cube recommended is 8 in. (200 mm) for 1 in. (25 mm) diameter inserts. Four pullouts can be placed in each cube, one in the middle of each vertical side. For each test age, cast and test two standard cylinders and perform eight pullout tests.

3.3.5 Ultrasonic pulse velocity—It is preferable to develop the correlation relationship from concrete in the structure. Tests should be on cores obtained from the concrete being evaluated. Tests with standard cylinders can lead to unreliable correlations because of different moisture conditions between the cylinders and the in-place concrete.

Because the geometry of the test specimens has an effect on the determination of the pulse velocity, the correlation data should represent conditions similar to the testing configuration used in the field. A convenient manner to obtain this is to select certain areas in the structure which represent various levels of pulse velocities. At these locations, it is recommended that five velocity determinations be made to assure a representative average value of the pulse velocity. For each measurement, the transducers should be uncoupled from the surface and then recoupled, to avoid systematic errors due to poor coupling. Then obtain at least two cores from each of the same locations for compressive strength testing. Pulse velocity determinations for these cores, once they have been removed from the structure, will usually not be the same as the determinations on the structure and would not be representative of the pulse velocity of the structure.

3.3.6 Maturity—The following procedure is given in ASTM C 1074:

Prepare cylindrical concrete specimens according to ASTM C 192 using the mixture proportions for the concrete intended for the structure. Embed temperature sensors at the centers of at least two specimens. Connect the sensors to maturity instruments or to a multichannel temperature recording device.

Moist-cure the specimens in a water bath or in a moist room meeting the requirements of ASTM C 511. At ages of 1, 3, 7, 14, and 28 days, perform compres-

sion tests according to ASTM method C 39. Test at least three specimens at each age.

At each test age, record the average maturity value for the instrumented specimens. On graph paper, plot the average compressive strength as a function of the average maturity value. Draw a best-fit curve through the data. The resulting curve is the strength-maturity relationship to be used for estimating in-place strength.

3.3.7 Cast-in-place cylinder—Test results should be corrected for the height-diameter ratio using the values given in ASTM C 42. Otherwise no other correlation is needed since the specimens are representative of the concrete in the placement and the test is a uniaxial compression test.

3.4—Sampling

3.4.1 General—The number of in-place tests to be made and their location on the structure will depend on the purpose of the tests. Generally, in-place testing falls into two categories:

1. The investigation of an older structure.
2. Tests made at an early age of the structure to determine a safe time for form removal or post-tensioning, or to control curing and reshoring.

It has also been demonstrated (Bickley 1984) that in-place testing can be used during construction for the acceptance of concrete, but additional time and study is required before widespread application of in-place testing for this purpose can be realized.

Careful planning is required to gain maximum useful information from in-place testing. Factors such as the number of tests and their location in the structure should be carefully selected. A number of ASTM Standard Practices are available, which can be of use in planning an in-place testing program.

3.4.2 ASTM E 105—Practice for probability sampling of materials—According to ASTM E 105, probability sampling must be used to make valid inferences about the properties of the population from the sample test results. The use of random-number tables is recommended as a means for objectively choosing which samples shall be tested. Objective sampling is important to apply probability theory to the sample statistics (average and standard deviation). For tests, such as pullout, which require preplanning, a random number scheme could be used to select where to place the testing hardware prior to concrete placement.

3.4.3 ASTM C 823—Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions—ASTM C 823 provides a series of guidelines for implementing the requirements of ASTM E 105. The standard deals primarily with the drilling of cores or the taking of sawn samples, but there is a section dealing with the use of in-place testing. Two sampling situations may be encountered. In one situation, all of the concrete in the structure is believed to be of similar composition and quality. For this condition, random sampling should be spread out over the entire structure and the results treated together. The other situation is when there is information to suggest that the concrete

in different portions of the structure may be of different composition or quality. For this situation, random sampling should be conducted within each portion of the structure that is suspected of being different. Test results from different portions of a structure should not be combined unless it is shown by statistical tests (Natrella 1963) that there are no significant differences between the means and standard deviations of the results. In selecting sampling locations, it should be kept in mind that it is well established that tests at the top of a column or slab will yield lower strength than at the bottom (Murphy 1984; Munday and Dhir 1984).

3.4.4 ASTM E 122—Practice for Choice of Sample Size to Estimate the Average Quality of a Lot or Process—The sample size to use depends on three factors:

1. The maximum allowable difference (or error) acceptable between the sample average and the true average.
2. The variability of the test method.
3. The acceptable risk that the allowable difference is exceeded.

Fig. 3.8 shows how the sample size varies with the allowable error and with the coefficient of variation of the test for a 5-percent risk. This figure can be used to answer the question: How many in-place tests should be done to have the same confidence in the average as would be obtained from testing cores? For example, if three cores are tested and the coefficient of variation of core strengths is 5 percent, this corresponds to an allowable error of about 6 percent. If an in-place test is used with a coefficient of variation of 10 percent, then 12 tests should be done, i.e., four times the number of core tests. This only assures that the average value of the in-place test result is within about 6 percent of the true average. This is not equivalent to saying the in-place compressive strength can be predicted to within 6 percent of its true value.

This standard stresses that economy should also be considered when selecting the sample size. In some

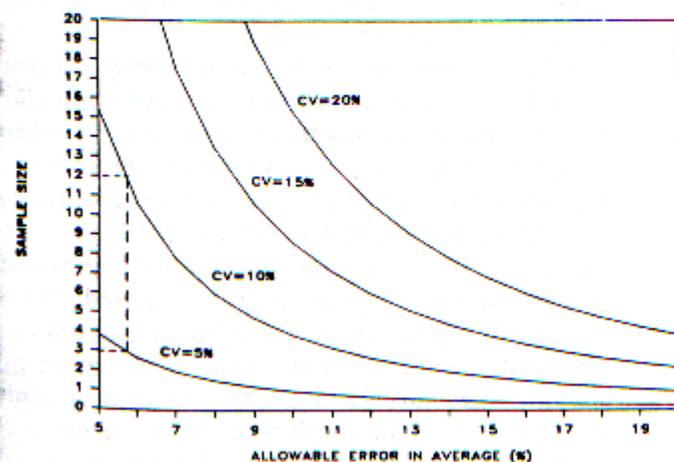


Fig. 3.8—Sample size as a function of allowable error that the true average exceeds the sample average (risk 0.05). Curves are for various values of coefficient of variation

cases, increasing the sample size may only result in a minimal decrease in the allowable error, and the additional testing cost may not be justified. Fig. 3.9 (which comes from the same data as Fig. 3.8) shows how the allowable error is affected by sample size for different coefficients of variations (the risk is again 5 percent). As the sample size increases (for a particular coefficient of variation), the incremental reduction in error diminishes. Clearly there is a sample size for which the cost of an additional test is not justified. This optimum sample size will depend on the cost of the test and on the risk the user is willing to accept that the true average differs from the sample average. For this reason, a single sample size cannot be specified for each test method that should be used in all situations.

3.4.5 Number of in-place tests—The following typical values for coefficient of variation are suggested for guidance in selecting the number of in-place tests:

	Within-test coefficient of variation, percent
Probe penetration	5
Pullout	8
Core	5
Standard cylinder	4
Cast in-place cylinder	4
Rebound hammer	10
Ultrasonic pulse velocity	2

Assuming two standard cylinders are acceptable as a test result and using Eq. (3-1), the following numbers of the other tests would insure that the average in-place test result is known with the same degree of confidence as the average cylinder strength:

Probe penetration	3
Pullout	8
Core	3
Cast-in-place cylinder	2
Rebound hammer	12
Ultrasonic pulse velocity	5

Since the cost of taking additional pulse velocity readings at one location is minimal, the recommended number of pulse velocity tests is not based strictly on

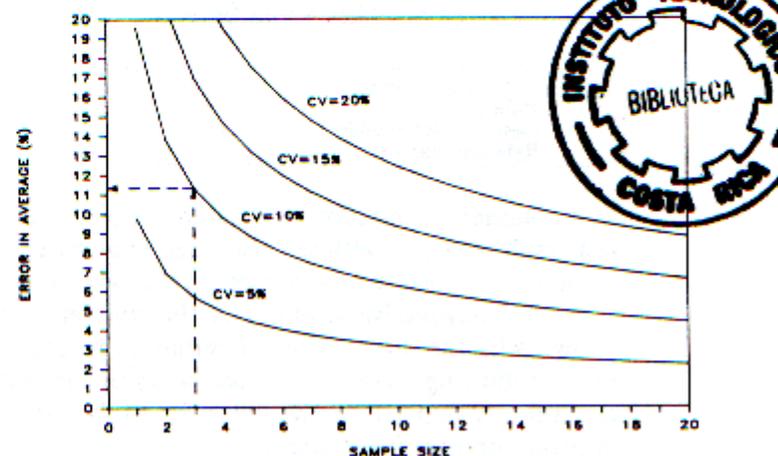


Fig. 3.9—Allowable error in average versus sample size for different coefficients of variation (risk = 0.05)

Eq. (3-1). Five readings are recommended to assure that a representative reading is obtained because of variability in the efficiency of transducer coupling to the specimen.

The pulse velocity technique is not typically used in North America for early-age strength during construction. Since the test requires access to opposite faces of a member, it is impractical for estimating concrete strength in slabs, which are often the critical elements in high-rise construction. In addition, as explained in Chapter 2, various factors (Sturup, Vecchio, and Caratin 1984) may influence the results, and experienced personnel are needed for data interpretation. In some countries (Facaoaru 1984), the technique is used routinely. However, in this case, extensive background research has been performed and a comprehensive series of correction coefficients have been developed to account for some of these factors.

As stated in Section 3.4.1, there are two principal applications of in-place tests: 1) evaluation of concrete in existing structures, and 2) strength evaluation at early ages during construction. The recommended values for the number of tests are intended for the second application. When these techniques are used on existing structures, the number of tests should be based on engineering judgement, taking into consideration such factors as the importance of concrete strength on the overall strength of the structure, the perceived variability of concrete quality in the structure, and the inherent variability of the test method.

3.4.6 Field practice—Early-age strength determination—The question of how many tests to make on a placement of concrete has to be, in part, answered by the principles reviewed in the preceding and, in part, by engineering judgment. If the strength of a structural component has to be determined by test, current codes require that a minimum of three cores be obtained from that component and tested. It is, of course, the decision of the engineer to elect to have a larger number of tests made if this is judged to be prudent. If the minimum number of three cores is taken to obtain the average core strength at a given location, then based on the values for coefficients of variations suggested in Section 3.4.5, the minimum numbers of other in-place tests at a given location would be as follows:

Probe penetration	3
Pullout	8
Cast-in-place cylinder	2
Rebound number	12

This number of in-place tests assures that the average test result is known with the same degree of certainty as the average core strength. However, this does not mean that the compressive strength of the concrete will be known with the same degree of certainty. As explained in the following section, the uncertainty of the correlation relationship affects the reliability of the estimated in-place compressive strength.

In practice, the appropriate number of tests to make has to be related to the purpose of the tests. Where

concrete is tested at an early age to determine a safe time to remove forms, a larger number of tests may be required than the preceding numbers would indicate. Whatever sample sizes and locations are determined to meet statistically sound requirements, there is an overriding safety aspect that requires the application of common sense to deciding the sample size.

Where tests are made at early ages, the strength of the concrete will be more variable than at later ages. Also, extreme variations from batch to batch are more critical to safety at early ages than later ages. A floor placement of 100 yd³ (60 m³) might comprise 10 truckloads of concrete. The sample size must provide assurance about the strength of all batches of concrete.

A model specification developed for pullout testing, but which could be applied to all methods, states, "Install at least 15 pullout inserts per 100 m³ pour of concrete. For pours in excess of 100 m³, provide at least 1 additional insert per 20 m³. Generally at least 10 tests will be made."

Where common sense suggests more tests than the number determined by statistical theory (which assumes a homogenous population), more tests should be made.

3.5—Interpretation

3.5.1 General—Interpretation of in-place tests should be made by the use of standard statistical procedures. It is not sufficient to simply average the values of the in-place test results and then compute the equivalent compressive strength by means of the previously established correlation relationship. It is necessary to account for the uncertainties that exist. While no procedure has yet been agreed upon for determining the tenth-percentile in-place strength based on the results of in-place tests, proponents of in-place testing have developed and are using statistically based interpretations. Three approaches suggested to date, while developed for pullout testing, are applicable in principle to all tests. The first two methods to be described are relatively simple to use, requiring only tabulated statistical factors and a handheld calculator. The third procedure is more complex, and for practical applications a personal computer is needed.

3.5.2 Danish approach (Bickley 1982)—In this approach, the pullout strengths obtained from the field tests are directly converted to equivalent compressive strengths by means of a relationship (correlation equation) that has been determined by regression analysis of previously generated data for the particular concrete being used at the construction site. The standard deviation of the converted data is then calculated. The tenth-percentile compressive strength of the concrete is obtained by subtracting the standard deviation times a factor (which varies with the number of tests made and the desired level of confidence) from the mean of the converted data. The factors used in this approach are one-sided tolerance factors (Natrella 1963), which are discussed in Section 3.5.3. The values for the factors K for different numbers of tests are given in Column 2 of

Table 3.3 — One-sided tolerance factors for tenth percentile level (Natrella 1963)

No. of tests Col. 1	Confidence level		
	75 percent Col. 2	90 percent Col. 3	95 percent Col. 4
3	2.501	4.258	6.158
4	2.134	3.187	4.163
5	1.961	2.742	3.407
6	1.860	2.494	3.006
7	1.791	2.333	2.755
8	1.740	2.219	2.582
9	1.702	2.133	2.454
10	1.671	2.065	2.355
11	1.646	2.012	2.275
12	1.624	1.966	2.210
13	1.606	1.928	2.155
14	1.591	1.895	2.108
15	1.577	1.866	2.068
16	1.566	1.842	2.032
17	1.554	1.820	2.001
18	1.544	1.800	1.974
19	1.536	1.781	1.949
20	1.528	1.765	1.926
21	1.520	1.750	1.905
22	1.514	1.736	1.887
23	1.508	1.724	1.869
24	1.502	1.712	1.853
25	1.496	1.702	1.838
30	1.475	1.657	1.778
35	1.458	1.623	1.732
40	1.445	1.598	1.697
45	1.435	1.577	1.669
50	1.426	1.560	1.646

Table 3.3 The following example illustrates the procedure. The example uses 10 test results but some other appropriate number may be used in larger placements.

Example

Individual equivalent compressive strength psi (MPa)*	Calculation
3990 (27.5)	Mean \bar{X} = 3730 psi (25.7 MPa)
3620 (25.0)	
3550 (24.5)	
3620 (25.0)	
3260 (22.5)	
3480 (24.0)	Standard deviation S_s = 330 psi (2.3 MPa)
3700 (25.5)	
4130 (28.5)	
3620 (25.0)	
4350 (30.0)	
	Factor K = 1.671 [†]
	Tenth percentile strength = $\bar{X} - K S_s$, MPa = 3180 psi (21.9 MPa)

*Converted from pullout force measurements using correlation curve.

[†]The constants K to be used in the calculation of the tenth percentile are given in Column 2 of Table 3.3.

3.5.3 Tolerance factor approach (Hindo and Bergstrom 1985)—The acceptance criteria for strength of concrete cylinders in ACI 214 are based on the assumption that the probability of obtaining a test with strength less than f'_c is less than approximately 10 percent. A suggested approach for evaluating in-place tests of concrete at early ages is to determine the lower tenth percentile of strength, with a prescribed confidence level.

It has been established that the variation of cylinder compressive strength can be modeled by the normal or the lognormal distribution function depending upon the degree of quality control. In cases of excellent quality control, the distribution of compressive strength results is better modeled by the normal distribution; in cases of poor control, it is better modeled by a lognormal distribution (Hindo and Bergstrom 1985).

In the tolerance factor approach, the lower tenth-percentile strength is developed from in-place test results, by considering quality control, number of tests n , and the required confidence level p . Three quality control levels are considered: excellent, average, and poor, with the distribution function of strength assumed as normal, mixed normal-lognormal, and lognormal, respectively. Suggested values of p are 75 percent for ordinary structures, 90 percent for very important buildings, and 95 percent for crucial parts of nuclear power plants (Hindo and Bergstrom 1985). However, since safety during construction is the primary concern, a single value of p may be adequate for all structures. A value of p equal to 75 percent is widely used in practice.

The tolerance factor K , along with the sample average \bar{X} , and standard deviation S_s , are used to establish a lower tolerance limit, which is the lower tenth percentile of strength. For a normal distribution function (excellent quality control), the estimate of the tenth-percentile strength $X_{.10}$ can be determined as follows

$$X_{.10} = \bar{X} - K S_s \quad (3-2)$$

where

- $X_{.10}$ = lower tenth percentile of strength (10 percent defective)
- \bar{X} = sample average strength
- K = one-sided tolerance factor
- S_s = sample standard deviation

The tolerance factor is determined from statistical characteristics of the normal probability distribution and depends upon the number of tests n , the confidence level p , and the defect percentage. Values of K

may be found in reference books such as that by Natrella (1963). The values in Table 3.3 are one-sided tolerance factors for confidence levels of 75, 90, and 95 percent and a defective level of 10 percent.

For the lognormal distribution (poor quality control), the lower tenth percentile of strength can be calculated in the same manner but using the average and standard deviation of the logarithms of strengths in Eq. (3-2).

By dividing both sides of Eq. (3-2) by the average strength \bar{X} , the following is obtained

$$\frac{X_{.10}}{\bar{X}} = 1 - K V, \quad (3-3)$$

where V = coefficient of variation (expressed as a decimal).

In Eq. (3-3), the tenth-percentile strength is expressed as a fraction of the average strength. Fig. 3.10 is a plot of Eq. (3-3) for $p = 75$ percent and for coefficients of variation of 5, 10, 15, and 20 percent. Basically, this figure shows that as the variability of the test results increases or as fewer tests are performed, a smaller fraction of the average strength has to be used for the tenth-percentile strength.

The tolerance factor approach is similar to the Danish approach. The results of the in-place tests are converted to equivalent compressive strengths using the correlation relationship, and the equivalent compressive strengths are used to compute the sample average and standard deviation.

The following example illustrates the application of the tolerance factor approach for probe-penetration tests. It is desired to know whether the in-place strength of concrete in a slab is sufficient for the application of post-tensioning. The compressive strength requirement for post-tensioning is 2900 psi (20 MPa). The numbers in the first column are the measured exposed lengths of each of eight probes, and the second column gives the corresponding compressive strengths based on the previously established correlation relationship for the concrete being evaluated.

Correlation relationship: X (psi) = 145 + 2540 L
 X (MPa) = -1 + 0.69 L

Exposed length L , (mm)	Compressive strength X , psi (MPa)
1.18 (30)	2850 (19.7)
1.38 (35)	3360 (23.2)
1.34 (34)	3260 (22.5)
1.38 (35)	3360 (23.2)
1.50 (38)	3660 (25.2)
1.42 (36)	3460 (23.9)
1.22 (31)	2950 (20.3)
1.18 (30)	2850 (19.7)
Average 3220 psi (22.2 MPa)	
Standard deviation 300 psi (2.1 MPa)	
Coefficient of variation 0.093	

For eight tests and a confidence level of 75 percent, the tolerance factor is 1.74. It is assumed that the normal distribution describes the variation of concrete strength. Thus, by substituting the coefficient of variation and

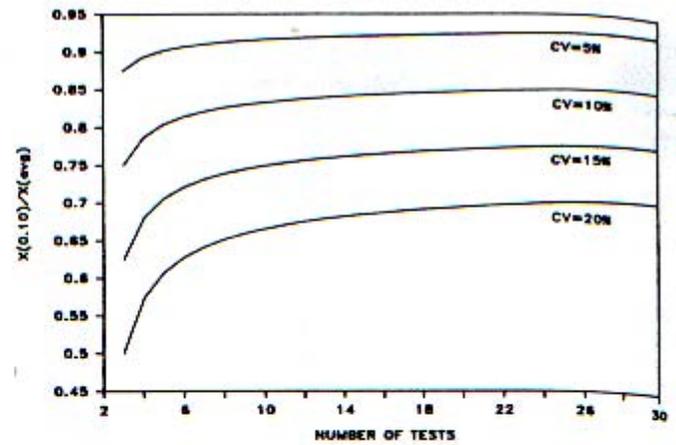


Fig. 3.10—Ratio of tenth-percentile strength to average strength as a function of coefficient of variation and number of tests (normal distribution assumed)

the tolerance factor into Eq. (3-3), the ratio of the tenth-percentile strength to the average strength is found to be 0.835. Therefore, the tenth-percentile in-place strength is 2690 psi (18.5 MPa). Since the tenth-percentile strength is greater than 0.85×2900 psi (20 MPa) = 2465 psi (17 MPa), post-tensioning may be applied.

3.5.4 Rigorous approach (Stone and Reeve 1986)—The preceding approaches convert each in-place test result to an “equivalent” compressive strength value by means of the correlation relationship. The average and standard deviation of the equivalent compressive strength are used to compute the tenth-percentile in-place strength. Two major objections have been raised to these approaches (Stone, Carino, and Reeve 1986; Stone and Reeve 1986): 1) the correlation relationship is presumed to have no error, and 2) the variability of the compressive strength in the structure is assumed to be equal to the variability of the in-place test results. The first factor will tend to make the estimates of in-place tenth-percentile strength unconservative, while the second factor will tend to make the estimates overly conservative.

The National Bureau of Standards (NBS) has developed a comprehensive technique for the statistical analysis of in-place test results (Stone and Reeve 1986). This rigorous method encompasses three procedures:

1. Regression analysis to determine the correlation relationship.
2. Estimation of the variability of the in-place compressive strength.
3. Computation of the in-place tenth-percentile strength.

The correlation relationship is obtained by a regression analysis procedure that accounts for the fact that the X -variable (pullout strength) has measurement error. This contrasts with routine linear regression, which is based on the assumption that there is no measurement error for the X -variable. Because the within-test variabilities of cylinder strength and pullout strength are best described in terms of constant coefficients of

variation, linear regression analysis is performed using the logarithms of the test values obtained during correlation testing. The resulting correlation relationship is a power function fit to the untransformed experimental data. The estimation errors associated with the regression coefficients are computed and used later to calculate the in-place tenth-percentile strength.

In Section 3.2, it was shown that the within-test variability of in-place test results is generally greater than compression-test results. This is why objections have been raised against assuming that the variability of the

in-place compressive strength equals the variability of the in-place test results. In the rigorous approach, it is assumed that the variability of compressive strength divided by the variability of the in-place test results is a constant. Thus, the ratio obtained during correlation testing is assumed to be valid for the tests conducted in the field. This provides a means for estimating the variability of the in-place compressive strength based on the results of the in-place tests.

The in-place tenth-percentile strength computed by the rigorous procedure accounts for the error associated with the correlation relationship. The user can determine the tenth-percentile strength at any desired confidence level for a particular group of field test results. In addition, the user can choose the percentile to be a value other than the tenth percentile.

The NBS researchers compared tenth-percentile strengths computed by the three approaches that have been discussed (Stone, Carino, and Reeve 1986). It was found that the Danish and the tolerance-factor approaches give values lower than the rigorous approach. The differences were as high as 40 percent when the in-place tests results had high variability (coefficient of variation = 20 percent). Thus, it was concluded that compared with the rigorous method, the tolerance-factor and Danish approaches tend to be more conservative and do not produce a consistent confidence level. Studies are needed to compare the tenth-percentile

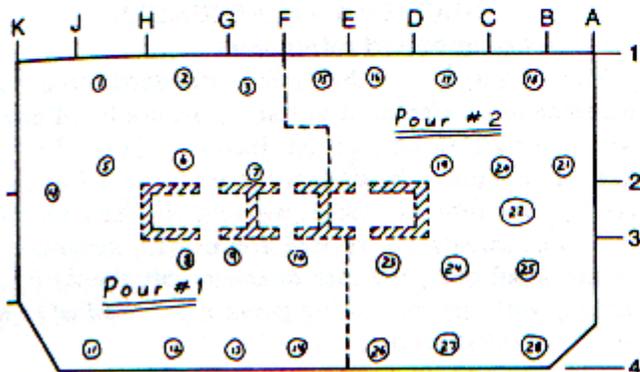


Fig. 3.11—Sample form for identifying locations of in-place tests in a floor slab of a multistory building

TESTING COMPANY

FIELD RECORD OF IN-PLACE TESTING

TEST NUMBER	TEST RESULT	EQUIVALENT COMPRESSIVE STRENGTH
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		

Project Number _____
 Project Name _____
 Location in Structure _____
PLACEMENT:
 Date _____
 Time _____
 Size _____
 Mix Number _____
IN-PLACE TESTING:
 DATE _____
 TIME _____
CURING CONDITIONS
 Maturity: _____ C-Hours
 Temperature at Test:
 Ambient _____ C
 Within Enclosure _____ C
 Appearance of Top Surface: _____
REMARKS:

 Technician _____
 Checked by _____
 Instrument Number _____

CALCULATIONS

Number of Tests: _____
 Equivalent Strength:
 Mean _____
 Standard Deviation _____
 K-Value _____
 Minimum Strength:
 Mean - (K*SD) _____

TESTING COMPANY LETTERHEAD

Project No: _____ Report Number _____
 Client: _____ (in sequence)
 Address: _____
ATTENTION: _____
Testing of In-Place Strength
 Project Name _____
 Address _____
 Dear Sir:
 The following are the results of in-place tests of 4000 psi concrete at the above site.
 Location in Structure: _____
 Date _____ Time _____

Pour:		
Test:		
Proposed Time of Form Removal		

 Individual Test Results (psi)

TEST RESULTS SUMMARY

Number of Tests Made:	
Mean In-Place Strength (psi):	
Standard Deviation (psi):	
Minimum In-Place Strength (psi):	

 Remarks:
 Requirements of _____ psi mean and _____ psi minimum strength prior to stripping and reshoring are/are not met by the above results.
 Copy given to Site Superintendent
 Date: _____
 Time: _____
 Signed _____
 (for Testing Co.)

 (for Contractor)
 Yours very truly,
 Signed _____
 (Testing Co. Engineer)

WBEE: Testing Company / BELLON Contractor / PIRB Structural Engineer

Fig. 3.12—Sample form for recording in-place test results

Fig. 3.13—Sample form for reporting in-place test results

strength predicted by these different approaches with the value obtained from a large number of core tests. Only then can the reliability of these approaches be evaluated.

The rigorous method is best suited for implementation on a personal computer. For example, an interactive computer program has been developed* that permits the user to develop the correlation relationship for each particular construction site and then use the relationship to estimate the in-place strength (for any desired confidence level) based on the field test results. The program prompts the user at each step of the analysis and provides guidance in interpreting the test results. In addition, a simplified procedure has been developed that gives results very similar to the rigorous method. The simplified method has been implemented on a personal computer using commercial "spreadsheet" software (Carino and Stone 1987).

3.5.5 Reporting results—For the different tests and for different purposes, a variety of report forms will be appropriate. In most cases, relevant ASTM standards provide guidance as to the information required on a report. Where in-place testing is made at early ages, some particular reporting data are desirable. A set of forms similar to those developed for use in pullout testing is shown in Fig. 3.11 to 3.13. These may serve as useful models for developing forms for reporting the results of other types of in-place tests.

Briefly, the three forms provide for the following:

1. *Record of test locations (Fig. 3.11)*—This form gives a plan view of a typical floor in a multistory building. The location of each test is noted. Where maturity meters are installed, their location would also be shown. Location data is considered important in the event of low or variable results. Where tests are made at very early ages and the time to complete a placement is relatively long, there may be a significant age-strength variation from the start to the finish of the placement.

2. *Record of field-test results (Fig. 3.12)*—This is the form on which test data, the calculated results, and other pertinent data are recorded at the site. The form has been designed for evaluating the data with the Danish or tolerance-factor approaches (minimum strength is the tenth-percentile strength). It includes provisions for entering information on maturity data, protection details, and concrete appearance used to corroborate the test data in cold weather. Due to the critical nature of formwork removal, a recommended procedure is for the field technician to phone the data to a control office and obtain confirmation of the calculations before giving the results to the contractor.

3. *Report of test results (Fig. 3.13)*—This is the report form for the in-place tests. It is a printed multicolor self-carbon form designed to be completed on site by the technician, with copies given on site to both the

contractor's and structural engineer's representatives as soon as the results have been checked. It provides for identification of the placement involved, the individual results, and the calculated mean and minimum strengths. It records the engineer's requirements for form removal and states whether or not these requirements have been met. It requires the contractor's representative's signature on the testing company's copy.

CHAPTER 4—REFERENCES

4.1—Recommended references

The documents of the various standards-producing organizations referenced in this report are listed below with their serial designation, including year of adoption or revision. The documents listed were the latest effort at the time this report was revised. Since some of these documents are revised frequently, generally in minor detail only, the user of this report should check directly with the sponsoring group if it is desired to refer to the latest revision.

American Concrete Institute

214-77 (Reapproved 1983)	Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete Cold Weather Concreting
306R-78 (Revised 1983)	Standard Practice for Curing Concrete
308-81	Building Code Requirements for Reinforced Concrete
318-83	

ASTM

C 31-87a	Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
C 39-86	Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
C 42-84a	Standard Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
C 192-81	Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory
C 511-85	Standard Specification for Moist Cabinets, Moist Rooms, and Water Storage Tanks Used in the Testing of Hydraulic Cements and Concretes
C 597-83	Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete
C 803-82	Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

*Stone, W. C., personal communication.

Anexo V. Norma ASTM E 122-89.



Standard Practice for Choice of Sample Size to Estimate a Measure of Quality for a Lot or Process¹

This standard is issued under the fixed designation E 122; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reappraisal. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reappraisal.

1. Scope

1.1 This practice covers simple methods for calculating how many units to include in a random sample in order to estimate with a prescribed precision, a measure of quality for all the units of a lot of material, or produced by a process. This practice will clearly indicate the sample size required to estimate the average value of some property or the fraction of nonconforming items produced by a production process during the time interval covered by the random sample. If the process is not in a state of statistical control, the result will not have predictive value for immediate (future) production. The practice treats the common situation where the sampling units can be considered to exhibit a single (overall) source of variability; it does not treat multi-level sources of variability.

2. Referenced Document

2.1 ASTM Standard:

E 456 Definitions of Terms Relating to Statistical Methods²

3. Terminology

3.1 *Definitions*—Unless otherwise noted, all statistical terms are defined in Definitions E 456.

3.2 Symbols:

- E = maximum allowable sampling error, the difference between the estimate to be made from the sample and the result of measuring, by the same methods, all the units in the lot or process.
- e = E/μ , maximum allowable sampling error expressed as a fraction of μ .
- k = the total number of samples available from the same or similar lots.
- μ = lot or process mean or expected value of X , the result of measuring all the units in the lot or process.
- μ_0 = an advance estimate of μ .
- N = size of the lot.
- n = size of the sample taken from a lot or process.
- n_j = size of sample j .
- n_L = size of the sample from a finite lot (7.4).
- p' = fraction of a lot or process whose units have the nonconforming characteristic under investigation.
- p_0 = an advance estimate of p' .

- p = fraction nonconforming in the sample.
- R = range of a set of sampling values. The largest minus the smallest observation.
- R_j = range of sample j .
- \bar{R} = $\sum_{j=1}^k R_j/k$, average of the range of k samples, all of the same size (8.2.2).
- σ = lot or process standard deviation of X , the result of measuring all of the units of a finite lot or process.
- σ_0 = an advance estimate of σ .
- s = $[\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2/(n-1)]^{1/2}$, an estimate of the standard deviation σ from n observation, X_i , $i = 1$ to n .
- \bar{s} = $\sum_{j=1}^k s_j/k$, average s from k samples all of the same size (8.2.1).
- s_p = pooled (weighted average) s from k samples, not all of the same size (8.2).
- s_j = standard derivation of sample j .
- V = σ/μ , the coefficient of variation of the lot or process.
- V_0 = an advance estimate of V (8.3.1).
- v = s/\bar{X} , the coefficient of variation estimated from the sample.
- v_j = coefficient of variation from sample j .
- X = numerical value of the characteristic of an individual unit being measured.
- \bar{X} = $\sum_{i=1}^n X_i/n_i$, average of n observations, X_i , $i = 1$ to n .

4. Significance and Use

4.1 This practice is intended for use in determining the sample size required to estimate, with prescribed precision, a measure of quality of a lot or process. The practice applies when quality is expressed as either the lot average for a given property, or as the lot fraction not conforming to prescribed standards. The level of a characteristic may often be taken as an indication of the quality of a material. If so, an estimate of the average value of that characteristic or of the fraction of the observed values that do not conform to a specification for that characteristic becomes a measure of quality with respect to that characteristic. This practice is intended for use in determining the sample size required to estimate, with prescribed precision, such a measure of the quality of a lot or process either as an average value or as a fraction not conforming to a specified value.

5. Empirical Knowledge Needed

5.1 Some empirical knowledge of the problem is desirable in advance.

¹ This practice is under the jurisdiction of ASTM Committee E-11 on Statistical Methods and is the direct responsibility of Subcommittee E11.03 on Statistical Analysis and Control Techniques.

Current edition approved Aug. 25, 1989. Published October 1989.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 14.02.

5.1.1 We may have some idea about the standard deviation of the characteristic.

5.1.2 If we have not had enough experience to give a precise estimate for the standard deviation, we may be able to state our belief about the range or spread of the characteristic from its lowest to its highest value and possibly about the shape of the distribution of the characteristic; for instance, we might be able to say whether most of the values lie at one end of the range, or are mostly in the middle, or run rather uniformly from one end to the other (Section 9).

5.2 If the aim is to estimate the fraction nonconforming, then each unit can be assigned a value of 0 or 1 (conforming or nonconforming), and the standard deviation as well as the shape of the distribution depends only on p' , the fraction nonconforming to the lot or process. Some rough idea concerning the size of p' is therefore needed, which may be derived from preliminary sampling or from previous experience.

5.3 Sketchy knowledge is sufficient to start with, although more knowledge permits a smaller sample size. Seldom will there be difficulty in acquiring enough information to compute the required size of sample. A sample that is larger than the equations indicate is used in actual practice when the empirical knowledge is sketchy to start with and when the desired precision is critical.

5.4 In any case, even with sketchy knowledge, the precision of the estimate made from a random sample may itself be estimated from the sample. This estimation of the precision from one sample makes it possible to fix more economically the sample size for the next sample of a similar material. In other words, information concerning the process, and the material produced thereby, accumulates and should be used.

6. Precision Desired

6.1 The approximate precision desired for the estimate must be prescribed. That is, it must be decided what maximum deviation, E , can be tolerated between the estimate to be made from the sample and the result that would be obtained by measuring every unit in the lot or process.

6.2 In some cases, the maximum allowable sampling error is expressed as a proportion, e , or a percentage, $100e$. For example, one may wish to make an estimate of the sulfur content of coal with maximum allowable error of 1 %, or $e = 0.01$.

7. Equations for Calculating Sample Size

7.1 Based on a normal distribution for the characteristic, the equation for the size, n , of the sample is as follows:

$$n = (3\sigma_o/E)^2 \quad (1)$$

where:

σ_o = the advance estimate of the standard deviation of the lot or process,

E = the maximum allowable error between the estimate to be made from the sample and the result of measuring (by the same methods) all the units in the lot or process, and

3 = a factor corresponding to a low probability that the difference between the sample estimate and the result of measuring (by the same methods) all the units in the lot or process is greater than E . The choice of the factor 3 is recommended for general use. With the factor 3, and with a lot or process standard deviation equal to the advance estimate, it is *practically certain* that the sampling error will not exceed E . Where a lesser degree of certainty is desired a smaller factor may be used (Note 1).

NOTE 1—For example, the factor 2 in place of 3 gives a probability of about 45 parts in 1000 that the sampling error will exceed E . Although distributions met in practice may not be normal (Note 2), the following text table (based on the normal distribution) indicates approximate probabilities:

Factor	Approximate Probability of Exceeding E
3	0.003 or 3 in 1000 (practical certainty)
2.56	0.010 or 10 in 1000
2	0.045 or 45 in 1000
1.96	0.050 or 50 in 1000 (1 in 20)
1.64	0.100 or 100 in 1000 (1 in 10)

NOTE 2—If a lot of material has a highly asymmetric distribution in the characteristic measured, the factor 3 will give a different probability, possibly much greater than 3 parts in 1000 if the sample size is small. There are two things to do when asymmetry is suspected.

7.1.1 Probe the material with a view to discovering, for example, extra-high values, or possibly spotty runs of abnormal character, in order to approximate roughly the amount of the asymmetry for use with statistical theory and adjustment of the sample size if necessary.

7.1.2 Search the lot for abnormal material and segregate it for separate treatment.

7.2 There are some materials for which σ varies approximately with μ , in which case $V (= \sigma/\mu)$ remains approximately constant from large to small values of μ .

7.2.1 For the situation of 7.2, the equation for the sample size, n , is as follows:

$$n = (3 V_o/e)^2 \quad (2)$$

where:

V_o = (coefficient of variation) = σ_o/μ_o the advance estimate of the coefficient of variation, expressed as a fraction (or as a percentage),

e = E/μ , the allowable sampling error expressed as a fraction (or as a percentage) of μ , and

μ = the expected value of the characteristic being measured.

If the relative error, e , is to be the same for all values of μ , then everything on the right-hand side of Eq 2 is a constant; hence n is also a constant, which means that the same sample size n would be required for all values of μ .

7.3 If the problem is to estimate the lot fraction nonconforming, then σ_o^2 is replaced by p_o so that Eq 1 becomes:

$$n = (3/E)^2 p_o(1 - p_o) \quad (3)$$

where:

p_o = the advance estimate of the lot or process fraction nonconforming p' , and $E \leq p_o$

7.4 When the average for the production process is not needed, but rather the average of a particular lot is needed, then the required sample size is less than Eqs. 1, 2, and 3 indicate. The sample size for estimating the average of the finite lot will be:

$$n_L = n/[1 + (n/N)] \quad (4)$$

where:

n = the value computed from Eqs 1, 2, or 3, and

N = the lot size.

This reduction in sample size is usually of little importance unless n is 10 % or more of N .

8. Reduction of Empirical Knowledge to a Numerical Value of σ_o (Data for Previous Samples Available)

8.1 This section illustrates the use of the equations in Section 7 when there are data for previous samples.

8.2 For Eq 1—An estimate of σ_o can be obtained from previous sets of data. The standard deviation, s , from any given sample is computed as:

$$s = [\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 / (n - 1)]^{1/2} \quad (5)$$

The s value is a sample estimate of σ_o . A better, more stable value for σ_o may be computed by pooling the s values obtained from several samples from similar lots. The pooled s value s_p for k samples is obtained by a weighted averaging of the k results from use of Eq 5.

$$s_p = [\sum_{j=1}^k (n_j - 1)s_j^2 / \sum_{j=1}^k (n_j - 1)]^{1/2} \quad (6)$$

where:

s_j = the standard deviation for sample j ,

n_j = the sample size for sample j .

8.2.1 If each of the previous data sets contains the same number of measurements, n_p , then a simpler, but slightly less efficient estimate for σ_o may be made by using an average (\bar{s}) of the s values obtained from the several previous samples. The calculated \bar{s} value will in general be a slightly biased estimate of σ_o . An unbiased estimate of σ_o is computed as follows:

$$\sigma_o = \frac{\bar{s}}{c_4} \quad (7)$$

where the value of the correction factor, c_4 , depends on the size of the individual data sets (n_j) (Table 1).

8.2.2 An even simpler, and slightly less efficient estimate for σ_o may be computed by using the average range (\bar{R}) taken from the several previous data sets that have the same group size.

$$\sigma_o = \frac{\bar{R}}{d_2}$$

The factor, d_2 , from Table 1 is needed to convert the average range into an unbiased estimate of σ_o .

8.2.3 Example 1—Use of \bar{s} .

8.2.3.1 Problem—To compute the sample size needed to estimate the average transverse strength of a lot of bricks when the desired value of E is 50 psi, and practical certainty is desired.

8.2.3.2 Solution—From the data of three previous lots, the values of the estimated standard deviation were found to be 215, 192, and 202 psi based on samples of 100 bricks. The average of these three standard deviations is 203 psi. The c_4 value is essentially unity when Eq 1 gives the following equation:

$$n [(3 \times 203)/50]^2 = (12.2)^2 = 149 \text{ bricks}$$

TABLE 1 Values of the Correction Factor C_4 and d_2 for Selected Sample Sizes n_j

Sample Size ^a , (n_j)	C_4	d_2
2	.798	1.13
4	.921	2.06
5	.940	2.33
8	.965	2.85
10	.973	3.08

^a As n_j becomes large, C_4 approaches 1.000.

for the required size of sample to give a maximum sampling error of 50 psi, and practical certainty is desired.

8.3 For Eq 2—If σ varies approximately proportionately with μ for the characteristic of the material to be measured, compute both the average, \bar{X} , and the standard deviation, s , for several samples that have the same size. An average of the several values of $v = s/\bar{X}$ may be used for V_o .

8.3.1 For cases where the sample sizes are not the same, a weighted average should be used as an approximate estimate for V_o

$$V_o = [\sum_{j=1}^k (n_j - 1)v_j / \sum_{j=1}^k (n_j - 1)]^{1/2} \quad (9)$$

where:

v_j = the coefficient of variation for sample j , and

n_j = the sample size for sample j .

8.3.2 Example 2—Use of V_o , the estimated coefficient of variation:

8.3.2.1 Problem—To compute the sample size needed to estimate the average abrasion resistance of a material when the desired value of e is 0.10 or 10 %, and practical certainty is desired.

8.3.2.2 Solution—There are no data from previous samples of this same material, but data for six samples of similar materials show a wide range of resistance. However, the values of estimated standard deviation are approximately proportional to the observed averages, as shown in the following text table:

Lot No.	Sample Sizes	Avg Cycles	Observed range, \bar{R}	Estimate of $\sigma_o = \bar{R}/3.08^A$	Coefficient of Variation, %
1	10	90	40	13.0	14
2	10	190	100	32.5	17
3	10	350	140	45.5	13
4	10	450	220	71.4	16
5	10	1000	360	116.9	12
6	10	3550	2090	678.6	19
Avg					15.2

^A Values of standard deviation, s , may be used instead of the estimates made from the range, if they are preferred or already available. The use of s would be more efficient.

The use of the average of the observed values of the coefficient of variation for V_o in Eq 2 gives the following:

$$n = [(3 \times 15.2)/10]^2 = (4.6)^2 = 21.2 \rightarrow 22 \text{ specimens}$$

for the required size of sample to give a maximum sampling error of 10 % of the expected value, and practical certainty is desired.

8.3.2.3 If a maximum allowable error of 5 % were needed, the required sample size would be 85 specimens. The data

³ ASTM Manual on Presentation of Data and Control Chart Analysis, ASTM STP 15D, 1976, Part 3, Table 27.

supplied by the prescribed sample will be useful for the study in hand and also for the next investigation of similar material.

8.4 For Eq 3—Compute the estimated fraction nonconforming, p , for each sample. Then for the weighted average use the following equation:

$$p = \frac{\text{total number nonconforming in all samples}}{\text{total number of units in all samples}}$$

8.4.1 Example 3—Use of p :

8.4.1.1 Problem—To compute the size of sample needed to estimate the fraction nonconforming in a lot of alloy steel track bolts and nuts when the desired value of E is 0.04, and practical certainty is desired.

8.4.1.2 Solution—The data in the following table from four previous lots were used for an advance estimate of p :

Lot No.	Sample Size	No. Nonconforming	Fraction Nonconforming
1	75	3	0.040
2	100	10	0.100
3	90	4	0.044
4	125	4	0.032
Total	390	21	

$$p = 21/390 = 0.054$$

$$n = (3/0.04)^2 (0.054) (0.946)$$

$$= [(9 \times 0.0511)/0.0016] 287.4 = 288$$

If the desired value of E were 0.01 the required sample size would be 4600. With a lot size of 2000, equation (4) gives $n_L = 1934$ items. Although this value of n_L represents about 70% of the lot, the example illustrates the sample size required to achieve the desired value of E with practical certainty.

9. Reduction of Empirical Knowledge to a Numerical Value for σ_o (No Data from Previous Samples of the Same or Like Material Available)

9.1 This section illustrates the use of the equations in Section 7 when there are no actual observed values for the computation of σ_o .

9.2 For Eq 1—From past experience, try to discover what the smallest (a) and largest (b) values of the characteristic are likely to be. If this is not known, obtain this information from some other source. Try to picture how the other observed values may be distributed. A few simple observations and questions concerning the past behavior of the process, the usual procedure of blending, mixing, stacking, storing, etc., and knowledge concerning the aging of material and the usual practice of withdrawing the material (last in, first out; or last in, last out) will usually elicit sufficient information to distinguish between one form of distribution

and another (Fig. 1). In case of doubt, or in case the desired precision E is a critical matter, the rectangular distribution may be used. The price of the extra protection afforded by the rectangular distribution is a larger sample, owing to the larger standard deviation thereof.

9.2.1 The standard deviation estimated from one of the formulas of Fig. 1 as based on the largest and smallest values, may be used as an advance estimate of σ_o in Eq 1. This method of advance estimation is acceptable and is often preferable to doubtful observed values of s , \bar{s} , or \bar{r} .

9.2.2 Example 4—Use of σ_o from Fig. 1.

9.2.2.1 Problem (same as Example 1)—To compute the sample size needed to estimate the average transverse strength of a lot of bricks when the desired value of E is 50 psi.

9.2.2.2 Solution—From past experience the spread of values of transverse strength for a lot of bricks has been about 1200 psi. The values were heaped up in the middle of this band, but not necessarily normally distributed.

9.2.2.3 The isosceles triangle distribution in Fig. 1 appears to be most appropriate, the advance estimate σ_o is $1200/4.9 = 245$ psi. Then

$$n = [(3 \times 245)/50]^2 = (14.7)^2 = 216.1 = 217 \text{ bricks}$$

9.2.2.4 The difference in sample size between 217 and 149 bricks (found in Example 1) is the cost of sketchy knowledge.

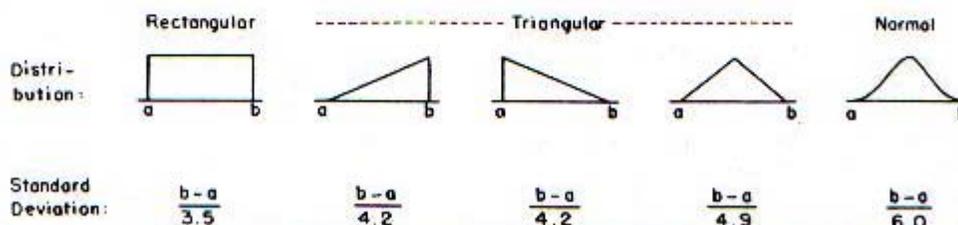
9.3 For Eq 2—In general, the knowledge that the use of V_o instead of σ_o is preferable would be obtained from the analysis of actual data in which case the methods of Section 8 apply.

9.4 For Eq 3—From past experience, estimate approximately the band within which the fraction nonconforming is likely to lie. Turn to Fig. 2 and read off the value of $\sigma_o^2 = p'(1 - p')$ for the middle of the possible range of p' and use it in Eq 8. In case the desired precision is a critical matter, use the largest value of σ_o^2 within the possible range of p' .

10. Consideration of Cost

10.1 After the required size of sample to meet a prescribed precision is computed from Eqs 1, 2, or 3, the next step is to compute the cost of testing this size of sample. If the cost is too great, it may be possible to relax the required precision (or the equivalent, which is to accept an increase in the probability (Section 7) that the sampling error may exceed the maximum allowable error E and to reduce the size of the sample to meet the allowable cost.

10.2 Equation 1 gives n in terms of a prescribed precision, but we may solve it for E in terms of a given n and thus discover the precision possible for a given allowable cost that is, $E = 3\sigma_o/\sqrt{n}$. The same may be done for Eqs 2 and 3.



NOTE—What is shown here for the normal distribution is somewhat arbitrary, because the normal distribution has no finite endpoints.

FIG. 1 Some Types of Distributions and Their Standard Deviations

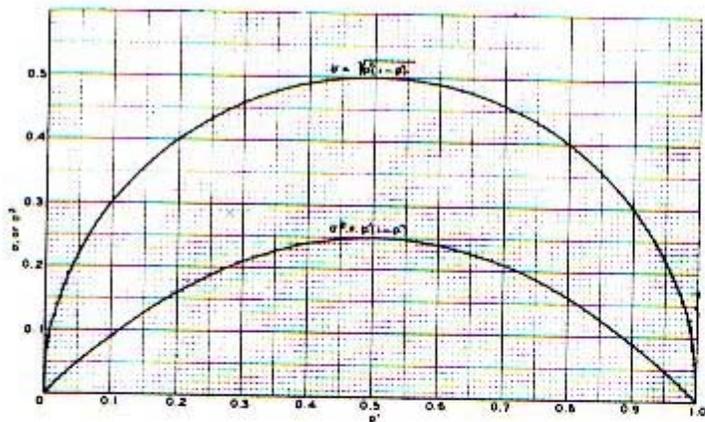


FIG. 2 Values of σ , or $(\sigma)^2$, Corresponding to Values of ρ

10.3 It is necessary to specify either the desired allowable error, E , or the allowable cost; otherwise there is no proper size of sample.

11. Selection of the Sample

11.1 In order to make any estimate for a lot or for a

process, on the basis of a sample, it is necessary to select the units in the sample at random. An acceptable procedure to ensure a random selection is the use random numbers. Lack of predictability, such as a mechanical arm sweeping over a conveyor belt, does not yield a random sample.

11.2 In the use of random numbers, the material must first be broken up in some manner into *sampling units*. Moreover, each sampling unit must be identifiable by a serial number, actual, or by some rule. For packaged articles, a rule is easy; the package contains a certain number of articles in definite layers, arranged in a particular way, and it is easy to devise some system for numbering the articles. In the case of bulk material like ore, or coal, or a barrel of bolts or nuts, the problem of defining usable sampling units must take place at an earlier stage of manufacture or in the process of moving the materials.

11.3 It is not the purpose of this practice cover the handling of materials, nor to find ways by which one can with surety discover the way to a satisfactory type of sampling unit. Instead, it is assumed that a suitable sampling unit has been defined and then the aim is to answer the question of how many to draw.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.

Referencias

International Atomic Energy Agency. 2002. **GUIDEBOOK ON NON-DESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE STRUCTURES**. Vienna: IAEA.

Sanchez, D. 2001. **TECNOLOGÍA DEL CONCRETO Y DEL MORTERO**. Colombia: Bhandar Editores LTDA.

Montgomery, D. 1991. **DISEÑO Y ANÁLISIS DE EXPERIMENTOS**. México: Grupo Editorial Iberoamérica SA.

James Instruments Inc. **V-METER INSTRUCTION MANUAL**.

Nilson, A. 2000. **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**. Colombia: Editorial McGraw-Hill Interamericana SA.

Nawy, E. 1988. **CONCRETO REFORZADO UN ENFOQUE BÁSICO**. México: Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana SA.

Chapra, S; Canale, R. 1999. **MÉTODOS NUMÉRICOS PARA INGENIEROS**. México: Editorial McGraw-Hill Interamericana.

Normas American Society for Testing and Materials (ASTM):

- ASTM C 29-91: **Unit Weight and Voids in Aggregate**, Vol. 04.02.

- ASTM C 31-91: **Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field**, Vol. 04.02.

- ASTM C 39-01: **Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens**, Vol. 04.02.

- ASTM C 78-00: **Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)**, Vol. 04.02.

- ASTM C 117-95: **Materials Finer than 75 μm (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing**, Vol. 04.02.

- ASTM C 127-88: **Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate**, Vol. 04.02.

- ASTM C 127-88: **Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate**, Vol. 04.02.

- ASTM C 136-96a: **Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregate**, Vol. 04.02.

- ASTM C 138-01a: **Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete**, Vol. 04.02.

- ASTM C 143-00: **Slump of Hydraulic-Cement Concrete**, Vol. 04.02.

- ASTM C 192-00: **Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory**, Vol. 04.02.

- ASTM C 597-97: **Pulse Velocity Through Concrete**, Vol. 04.02.

- ASTM C 617-98: **Capping Cylindrical Concrete Specimens**, Vol. 04.02.

- ASTM C 670-96: **Preparing Precision and Bias Statements for Test Methods for Construction Materials**, Vol. 04.02.

- ASTM C 805-97: **Rebound Number of Hardened Concrete**, Vol. 04.02.

- ASTM C 823-00: **Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions**, Vol. 04.02.
- ASTM C 1040-93: **Density of Unhardened and Hardened Concrete In Place By Nuclear Methods**, Vol. 04.02.
- ASTM E 105-58: **Probability Sampling of Materials**, Vol. 14.02.
- ASTM E 122-89: **Choice of Sample Size to Estimate a Measure of Quality for a Lot or Process**, Vol. 14.02.
- ASTM E 177-90a: **Use of Terms Precision and Bias in ASTM Test Methods**, Vol. 14.02.

Normas American Concrete Institute (ACI):

- ACI 121R-85: **Quality Assurance Systems for Concrete Constructions**, Parte II.
- ACI 211.1-91: **Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete**, Parte II.
- ACI 214-77: **Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete**, Parte II.
- ACI 228.1R-89: **In-Place Methods for Determination of Strength of Concrete**, Parte II.
- ACI 311.4R-88: **Guide for Concrete Inspection**, Parte II.