

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**“INCIDENCIA DEL AGREGADO GRUESO DEL RIO HUALLAGA
EN DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO SIMPLE PARA
CIMENTACIONES CORRIDAS”**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

Bachiller: NESTOR JESÚS SÁNCHEZ MERCADO

ASESOR

Ingeniero: JORGE ISAACS RIOJA DIAZ

**TARAPOTO - PERÚ
2000**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**“INCIDENCIA DEL AGREGADO GRUESO DEL RIO
HUALLAGA EN DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO
SIMPLE PARA CIMENTACIONES CORRIDAS”**

TESIS : PRESENTADO PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

POR BACHILLER: NESTOR JESÚS SÁNCHEZ MERCADO

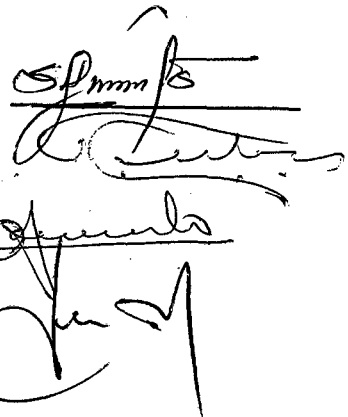
SUSTENTADO Y APROBADO ANTE EL HONORABLE JURADO

Presidente : ING. SANTIAGO CHAVEZ CACHAY

Secretario : ING. FEDERICO CUBAS QUIROZ

Vocal : ING. WILTON CELIS ANGULO

ASESOR : ING. JORGE ISAACS RIOJA DIAZ



Handwritten signatures of the jury members: Santiago Chavez Cachay, Federico Cubas Quiroz, Wilton Celis Angulo, and Jorge Isaacs Rioja Diaz.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Ciudad Universitaria - Distrito de Morales - Telefax 521365
TARAPOTO - PERU

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En la ciudad de Tarapoto, a las 5.45 horas del día 02

del mes de Noviembre del año Dos Mil, en los ambientes de

local Central de la UNSM se reunieron

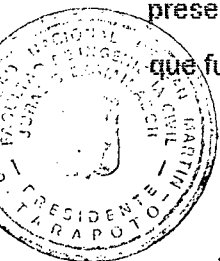
los miembros del Jurado de Tesis : Ing. SANTIAGO CHAVEZ CACHAY como Presidente, Ing. FEDERICO CUBAS QUIROZ como Secretario, Ing. WILTON CELIS ANGULO como Miembro, e Ing. JORGE ISAACS RIOJA DIAZ como Asesor, con el objeto de escuchar la sustentación y calificar la Tesis titulada:

**"INCIDENCIA DEL AGREGADO GRUESO DEL RIO HUALLAGA EN EL DISEÑO DE
MEZCLAS DE CONCRETO SIMPLE PARA CIMENTACIONES CORRIDAS "**

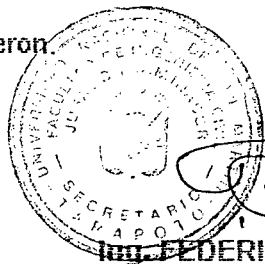
desarrollado por el Bachiller NESTOR JESÚS SÁNCHEZ MERCADO, con el fin de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil y dando cumplimiento a lo dispuesto por la Circular N° 092-00-UNSM-CORE-FIC de fecha 27.10.2000 de la Facultad de Ingeniería Civil UNSM-T.

Escuchada la sustentación y las respuestas a las preguntas formuladas, los señores Miembros del Jurado de Tesis, después de debatir entre sí reservada y libremente, lo declararon Aprobado con el calificativo de : 15 (Quince)

A continuación, el Presidente del Jurado hizo saber al sustentante el resultado de su sustentación, con el cual dio por terminado el acto, levantándose la presente Acta por triplicado, siendo las 19 horas del mismo día, la misma que fue suscrita por los que en ella intervinieron



Ing. SANTIAGO CHAVEZ CACHAY
PRESIDENTE



Ing. FEDERICO CUBAS QUIROZ
SECRETARIO



Ing. WILTON CELIS ANGULO
MIEMBRO

Ing. JORGE ISAACS RIOJA DIAZ
ASESOR

Agradecimiento:

*A mi asesor, Ing. Jorge Isaacs
Ricoja Diaz por su colaboración y
orientación en beneficio de la presente,
y a todas las personas que de una u
otra manera colaboraron en la
realización del mismo.*

Dedicatoria:

A mis padres y hermanos.

A Patty.

Néstor

INDICE

TEMA.

Página

Contracaratula.....	i
Aprobación del Jurado.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Dedicatoria.....	iv
Contenido.....	v
Resumen.....	x

Capítulo I .- INTRODUCCIÓN01

1.1. Introducción.....	01
1.2. Objetivos Generales	02
1.3 .Importancia del Estudio.....	03

Capítulo II .- MARCO TEORICO04

2.1. Estudio de Cantera ✓

2.1.1 Cantera del Río Huallaga	04 ✓
2.1.2 Ubicación.....	04 ✓
2.1.3 Estudio Geológico	04 ✓
2.1.4 Accesibilidad.....	06 ✓
2.1.5 Explotación	06 ✓

2.2. El Agregado.....07

2.2.1 Definición de Agregado	08
2.2.2 Hormigones de Río	09
2.2.3 Propiedades Físicas del Hormigón.....	09
2.2.3.1. Peso Específico	09
2.2.3.2. Peso Volumétrico	09
2.2.3.3. Porcentaje de Absorción	12
2.2.3.4. Contenido de Humedad.....	13
2.2.3.5. Granulometría	13

2.3. La Piedra	16
2.3.1 Peso Específico.....	16
2.3.2 Determinación del Porcentaje de Absorción.....	17
2.3.3 Resistencia a la Compresión.....	18
2.3.4 Resistencia a la Flexión.....	18
2.3.5 Resistencia al Corte	19
2.3.6 Adherencia a los Morteros.....	19
2.4. El Cemento	20
2.4.1 Definiciones	20
2.4.1.1. Clinker del Cemento Pórtland	20
2.4.1.2. Regulador de Fraguado.....	20
2.4.1.3. Descripción del Cemento Pórtland	20
2.4.1.4. Componentes del Cemento Pórtland.....	22
2.4.1.5. Características Principales de los Compuestos Mineralógicos del Cemento Pórtland.....	23
2.4.1.6. Composición Potencial del Cemento Pórtland.....	26
2.4.2 Propiedades Físicas del Cemento Pórtland.....	29
2.4.2.1. Peso Efectivo	29
2.4.2.2. Peso Volumétrico	33
2.4.2.3. Grado de Finura.....	34
2.4.2.4. Consistencia Normal y Fraguado.....	36
2.4.2.5. Expansión Autoclave o Estabilidad Volumétrica.....	41
2.4.2.6. Resistencia a la Compresión.....	44
2.5. Relación Agua - Cemento	49
2.5.1 Estudio de la Relación Agua – Cemento	49
2.5.2 Métodos Adoptados para Obtener la Resistencia Agua – Cemento.....	51
2.5.2.1. Procedimiento de las Propiedades Arbitrarias	51
2.5.2.2. Cantidad de Agua a Partir de la Teoría de la Relación Agua – Cemento.....	52
2.5.2.3. Cantidad de Agua en Función de la Trabajabilidad	53
2.5.2.3.1 Prueba de Revenimiento	54

2.5.2.4. Método ACI.....	54
2.5.2.5. Relación Agua – Cemento de Acuerdo a Experiencias de Campo.....	56
2.5.3 Especificaciones Técnicas en Cuanto al Agua y al Cemento a utilizarse.....	58
Capítulo III.- MATERIALES Y MÉTODOS	62
3.1.Diseño De Mezclas.....	62
3.1.1 Selección de la Relación Agua – Cemento	62
3.1.2 Selección del Contenido de Aire Atrapado.....	63
3.1.3 Volumen de Piedra Equivalente al 30%	64
3.1.4 Métodos de Proporcionamiento	64
3.1.5 Proceso del Diseño de Mezclas.....	66
3.1.6 Mezclado de Concreto	68
3.1.7 Selección del Agregado Grueso.....	69
3.1.7.1. Selección de la Piedra para nuestro Estudio	69
3.1.7.2. Exigencias que deben cumplir las Piedras de Construcción	70
3.1.7.3. Piedra Desplazadora Usada en los Especímenes.....	70
3.1.8 Métodos de Determinación del 30% de Volumen de Piedra.....	71
3.1.8.1. Determinación del 30% de Piedra en el Laboratorio.....	72
3.1.8.2. Método Analítico por Pesos	73
3.1.8.3. Métodos Prácticos de Medición del 30% de Piedra	75
3.1.9 Método de Sugerencia para Obra.....	79
3.2.Elaboración de Especímenes	81
3.2.1 Elaboración de Especímenes	81
3.2.2 Curado de Especímenes	85
Capítulo IV.- RESULTADOS.....	87
4.1.Ensayo de Especímenes	87
4.1.1 Ensayo de Compresión de Especímenes Cilíndricos Estándar	88
4.1.1.1. Efecto de la Velocidad de Carga.....	90

4.1.1.2. Efecto de la Edad.....	91
4.1.1.3. Influencia de la Superficie de Apoyo en la Resistencia a la Rotura por Compresión.....	92
4.1.1.4. Efecto de la Relación Agua – Cemento.....	92
4.1.1.5. Efecto de la Esbeltez y del Tamaño de Espécimen	93
4.1.1.6. Modos de Falla de los Especímenes.....	94
4.1.1.7. Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos.....	94
4.1.1.8. Análisis de las Curvas Esfuerzo – Deformación.....	95
4.1.1.9. Módulo de Elasticidad	96
4.1.2 Pruebas de Especímenes a la Flexión.....	128
4.1.2.1. Factores que Intervienen en la Resistencia a la Flexión ...	130
4.1.2.2. Mecanismo de Prueba.....	130
4.1.2.3. Resultado de la Prueba.....	131
4.1.2.4. Modos de Falla.....	132
4.1.2.5. Deformaciones	132
4.1.2.6. Resultados de la Falla	133
4.1.3 Prueba de Especímenes al Corte.....	133
4.1.3.1. Factores que Intervienen en la Resistencia al Corte	134
4.1.3.2. Mecanismo de Prueba.....	134
4.1.3.3. Modos de Falla.....	135
4.1.3.4. Deformaciones	135
4.1.3.5. Resultados de la Prueba	135
4.1.3.6. Justificación del Mecanismo de Prueba	136
Capítulo V.- ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	137
5.1. Evaluación Estadística.....	137
5.1.1 El Promedio.....	137
5.1.2 La desviación Estándar	137
5.1.3 Coeficiente de Variación.....	139

Capítulo VI .-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	141
6.1.	Conclusiones.....	141
6.2.	Recomendaciones	143
Capítulo VII .-	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	145
Capítulo VIII .-	ANEXOS.....	146

RESUMEN

La Construcción en la Región San Martín es un problema aun por resolver, el cual se ve agravado por varios factores entre ellos el principal que es el económico, por el alto costo de inversión que se necesita para construir una vivienda común de uno o más pisos.

El presente trabajo de tesis aporta la solución y el buen uso de los materiales básicos en la construcción de cimentaciones corridas de las viviendas.

La cantera utilizada para los ensayos de los especímenes es la cantera de Santa Rosillo, ubicada en el Km. 63 de la carretera Tarapoto – Juanjuí y el cemento a utilizar es Cemento Pacasmayo tipo I.

Los ensayos se elaboraron en el Laboratorio de Tecnología de Materiales de la Universidad Nacional de Cajamarca y laboratorios particulares, estos ensayos constan de análisis granulométrico, diseño de mezclas, pruebas a la flexión, compresión y corte.

EL AUTOR.

Capítulo I -INTRODUCCION

1.1 Introduccion.-En el campo de las construcciones se distinguen dos tipos de edificaciones: unas son de tipo no aporticado; en las cuales las cargas verticales son transmitidas al suelo mediante una cimentación corrida de concreto simple más piedra desplazadora; y otras del tipo aporticado, en las cuales las cargas son transmitidas al suelo mediante zapatas de concreto simple o armado.

Sin duda alguna, la ciencia ha dado pasos agigantados, en el afán de profundizar las investigaciones en el campo de las estructuras aporticadas, incidiendo por ejemplo en el cálculo sísmico.

En nuestro medio, las construcciones que requieren un cálculo estructural y antisísmico, se presentan en forma eventual y por lo tanto, las construcciones que a diario se van levantando son las de tipo: muros portantes, que corresponden a casas habitaciones de tipo convencional de uno o dos pisos.

El alto costo con que cotidianamente se presupuestan este tipo de viviendas, no puede ser absorbido por la precaria economía de un alto porcentaje de personas que pretenden tener casa propia, sin embargo, aún considerando el elevado costo de los materiales, mano de obra y otros, es posible bajar este elevado precio si se realizan un análisis cuidadoso de las cantidades de los materiales que intervienen en un determinado elemento de la construcción.

Con respecto a la cantidad de materiales, es indudable que se podrían optimizar resistencia de los concretos analizando mezclas en un laboratorio y de este modo, se puede descartar las tradicionales tablas o cuadros donde se estipulan cantidades de cemento para tablas de agregados y/o piedras medianas o grandes. Claro está, que no se trata de menospreciar las tablas arriba mencionadas, ni mucho menos se pretende arrebatar su validez, pero podemos afirmar que esas tabulaciones expresan valores útiles para otros lugares que están de acuerdo al comportamiento de los materiales de esas zonas.

En nuestro medio donde el comportamiento del concreto tiende a variar por efectos climáticos, por la composición química del agua y por la naturaleza de los agregados, talvez no se debería aceptar las cantidades de agregados resultantes de esas dosificaciones, pues, con toda seguridad de proceder a realizar el análisis con los materiales de nuestra zona, los resultados serían diferentes.

Si nos referimos singularmente a las cimentaciones corridas, el R.N.E., recomienda que el concreto que se debe fabricar en la cimentaciones corridas, deben obedecer a una dosificación en volumen del: 10 + 30% en volumen de piedra desplazadora no mayor de 6". Nosotros creemos que ante la indiferencia con que se mide a este último agregado, en la vida práctica esta recomendación no se materializa por que no existe un elemento de medida apropiado que nos permita aproximarnos a esa recomendación, porque se desconoce casi totalmente la incidencia de la piedra desplazadora dentro del concreto. Por consiguiente, conociendo las propiedades físicas del hormigón y piedra de nuestra zona, podremos fabricar un concreto de aceptable resistencia y económico, que nos permita construir una estructura resistente y que esté al alcance de una mayor cantidad de familias.

1.2 OBJETIVOS GENERALES. El presente estudio pretende poner al alcance de todas las personas que se dedican a la construcción en nuestro medio, un uso racional del material de la zona y particularmente en lo que respecta a las cimentaciones corridas y su fabricación.

También deseamos determinar las cantidades de materiales por metro cúbico del concreto, unidad de medida que se deben usar bajo la proporción volumétrica reglamentada de cemento y hormigón en 1: 10 + 30% de piedra grande cuyo diámetro máximo es de 6". Así mismo estamos interesados en observar el comportamiento de este tipo de cimentaciones cuando se usa piedra desplazadora cuyo diámetro máximo sea de 8". Si estos resultados los consideramos favorables, estaremos en condiciones de recomendar el uso de este tamaño de piedra.

Como se mencionó anteriormente, no existe el medio práctico para la obtención del 30% de piedra desplazadora, en obra; este trabajo pretende dar ese medio de medición.

De los resultados de las pruebas a flexión, compresión y corte, a las que serán sometidas las probetas; podremos tener una idea de las resistencias que arroja el concreto simple más piedra desplazadora.

1.3 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO. Como es de conocimiento muy poco o casi nada se ha investigado en el campo de las cimentaciones corridas de concreto simple más piedra desplazadora, de modo que con este sencillo pero significativo trabajo pretendemos despertar el interés que este tipo de cimentaciones, se merecen.

Además de lo mencionado líneas arriba, al final del presente trabajo de investigación pretendemos poner al alcance pequeñas pero importantes tecnologías prácticas que tienden a mejorar el manejo del concreto simple y la piedra grande, en este tipo de estructuras.

Consideramos también importante este estudio, por que nos permitirá conocer el comportamiento de este tipo de elementos, ante las acciones mecánicas más comunes como son las de compresión, flexión y cortante; pues es muy común escuchar diversos criterios acerca de estas resistencias, pero todas son puras especulaciones.

2.1. ESTUDIO DE CANTERA

2.1.1. Cantera del Río Huallaga

2.1.2 Ubicación

Sus orígenes del Río Huallaga están en la Cordillera de Raura (Altitud 4,338 msnm), laguna de Huascacocha, se llama sucesivamente Rauracancha, Blanco y Chaupihuaranga, hasta unirse con el río Huariaca y denominarse Huallaga hasta su desembocadura en el Amazonas.

RIOS AFLUENTES:

Higueras, Chinchao, Monzón y Magdalena (Huanuco), Chontayacu (al Sur de Huacrachuco capital de la provincia de Marañón), Tocache (nace en la localidad de Huancaspata provincia de Patáz – La Libertad), Mishollo (límites de los Departamentos de San Martín y La Libertad), Huayabamba (provincia de Rodríguez de Mendoza – Departamento de Amazonas), Saposoa (zona limítrofe de los Departamentos de San Martín y Amazonas), Sisa (al Sur de Moyobamba) y Biavo (nace en la vertiente oriental de relieve conocido con el nombre de Cerro de Santa Cruz a la altura de Uchiza).

2.1.3. ESTUDIO GEOLOGICO

En la Región San Martín, el río Huallaga presenta dos cursos, el superior cuyo cauce es normal y el medio que se extiende desde las Provincias de Bellavista, Picota y San Martín; en estas Provincias se encuentran procesos de erosión lateral y acumulación de material aluvial consistentes en gravas, hormigón, arenas y limos; todo este material incoherente procede de rocas calizas, arenizas y volcánicas, especialmente estas últimas de tipo filoneanas tales como andesita, traquiandesita y felsitas.

En la Región San Martín se encuentra grandes acumulaciones de material arenoso depositadas en barras o barreras, es decir formando una estratigrafía lenticular; este material está constituido por material sub angular, sub redondeado y redondeado; y arena de grano medio a fino, de forma también redondeadas, sub angular y sub redondeada, constituyendo un material de primera calidad para la construcción, especialmente de gravas y arenas acumuladas en el sector Santa Rosillo – Provincia de Picota en el río Huallaga.

Como se conoce, las arenas mientras más recorrido tienen son mejores, pues éstas llegan a tener forma casi esférica y además son limpias por contener muy poco material orgánico, arcillas, etc.

El material rocoso, está de acuerdo a su génesis formado por varios tipos:

a. SEDIMENTARIAS. Estas rocas se forman al depositarse los fragmentos de las rocas eruptivas y metamórficas; por cristalización de sustancias disueltas en el agua y acumulación de restos orgánicos o productos de las explosiones volcánicas. Entre estas tenemos:

a.1. Carbonatadas. Rocas formadas por los carbonatos de calcio, las cuales pueden tener origen orgánico, químico y metamórfico.

Los carbonatos de origen químico se han formado por precipitación de las respectivas sales.

Las calizas de origen orgánico, está constituidos por los esqueletos y caparzones de animales, entre estas tenemos la creta y la diatomita.

Respecto a estas rocas en el río Huallaga predominan calizas, margas y arenizas cuarzosas.

b. ROCAS VOLCANICAS. Son rocas formadas por la consolidación del magma al aire libre o en el fondo del mar en su afán de salir hacia la superficie, entre éstas tenemos las andesitas y dasitas. En lo referente a las arenas de este río, están constituidos por fragmentos rocosos y minerales.

Respecto a los minerales citaremos los siguientes:

b.1. Feldespatos. Constituidos principalmente por los feldespatos potásicos; ejemplos la ortoza sanidina.

b.2. Ferromagnesianos. Como la oroblenda y augita

- Textura. Con respecto a la arena se considera un material de textura incoherente, formando los denominados aglomerados (grava unida por una matriz de arena), a diferencia de los conglomerados que son fragmentos unidos por un cemento como dióxido de silicio, óxido de hierro y carbonato de calcio.

2.1.4. ACCESIBILIDAD

La accesibilidad a la cantera del río Huallaga, es mediante la carretera marginal sur en un tramo de 63 km. desde la localidad de Tarapoto; a una distancia de 03 km. se encuentra la localidad de Santa Rosillo, desde la Capital de la Provincia de Picota, la carretera es afirmada con permanente mantenimiento

Es necesario mencionar que el acceso es de primera categoría.

2.1.5. EXPLOTACION

Los materiales se pueden obtener en forma separada o mixta, considerando el material mixto al hormigón (mezcla de arena y grava)

En realidad la obtención del material se realiza como cualquier otro material a cielo abierto o tajo abierto, para lo cual se debe utilizar cargadores frontales y volquetes u otro tipo de vehículos para el transporte.

Esta explotación puede hacerse directamente del lecho del río a los camiones de distribución, caso contrario puede almacenarse al margen del mismo, seleccionar los materiales previo tamizado y luego transportado a las obras.

Las épocas recomendadas para la explotación serán después del período invernal, porque durante el invierno el río transporta y deposita el material especialmente en los lugares donde la pendiente es mínima o en donde el cauce del río se amplía.

Es indudable, que el cambio de pendiente del río de fuerte a suave y el cambio de cauce cerrado a un cauce amplio, son dos factores que hacen perder la capacidad y competencia del río para continuar su transporte.

Es bueno mencionar los conceptos de capacidad y competencia.

- **CAPACIDAD**. Es la fuerza que tiene el río para transportar el material.
- **COMPETENCIA**. Es la considerable fuerza que tiene el río en los momentos de riadas o avenidas.

2.2. El Agregado

2.2.1. Definición del Agregado. Las rocas de la corteza terrestre a través de un proceso de desintegración mecánica y de descomposición química, se forma los materiales sueltos que se encuentran sobre ella. Entre los agentes físicos que producen esta desintegración, consideraremos los siguientes:

- a. **El sol**. El sol al actuar sobre las rocas calientan su exterior en mayor grado que su interior, provocando diferencias de expansión que generan esfuerzos muy fuertes dando como resultado el rompimiento de la capa superficial y al desplazamiento de las mismas. Este proceso es conocido como exfoliación.

Los cambios de temperatura producen mayor efecto en las rocas duras, como las ígneas (granito, andesita, riolita), que en las rocas blandas (calizas, travertino,

dolomita) especialmente cuando aquellas son de grano grueso y se componen de diferentes minerales.

- b. El viento. Contribuye en la erosión del suelo cuando arrastra arenas; como en el caso de los médanos y lóes (suelos eólicos).

Los taludes de suelos arenosos también son afectados por la acción del viento.

- c. El Agua. El agua en movimiento es un factor importante en la erosión, al arrastrar los fragmentos angulosos de las rocas y provocar la fricción de unos con otros haciéndolos redondeados, como los cantos rodados de los ríos.

- d. Los Glaciares. Son depósitos de hielos en las altas montañas, ejercen una gran acción abrasiva y de transporte de los materiales de la superficie de la tierra; siendo diferentes sus efectos según sea glaciar de montaña, el cual desciende lentamente por el barranco que rellena, o el glaciar continental que rebasa las montañas y colma los valles.

De acuerdo a esto, un hormigón es el producto resultante de la desintegración mecánica o química de las rocas que se encuentran sobre la corteza terrestre y que está compuesto por partículas de diferentes diámetros.

2.2.2. Hormigones de Río. Son acumulaciones sueltas de fragmentos rocosos y que en su conjunto están constituidos por elementos de diferentes diámetro. Los hormigones ocupan grandes extensiones en los lechos de los ríos y casi siempre se encuentran con una mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas, dependiendo la forma y composición mineralógica, del historial geológico del río.

Al igual que las gravas y arenas es conveniente efectuar con el hormigón pruebas que nos permitan conocer sus propiedades físicas.

2.2.3. PROPIEDADES FISICAS DEL HORMIGON

2.2.3.1. **Peso Especifico.** El peso específico del hormigón es un indicador de calidad que adquiere importancia en la construcción, puesto que un alto valor corresponde a un material de buen comportamiento, mientras que el peso específico bajo corresponde a un material absorbente, débil y de baja calidad.

El peso específico del hormigón es una relación de su peso al peso de un volumen igual de agua. Para el cálculo del peso específico, se excluyen los poros.

De la prueba realizada se obtuvieron los siguientes resultados:

TABLA N° 3.1.

DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO DEL HORMIGON

ENSAYO N°	1	2	3	4
Peso en el aire (grs.)	1707.00	1715.00	1710.00	1713.50
Peso en el agua (grs.)	1050.00	1062.00	1060.50	1061.00
Peso específico (gr/cm ³)	2.626	2.626	2.633	2.626
Peso específico promedio	=	2.63 gr/cm ³		

2.2.3.2 **Peso Volumetrico.** Viene a ser el peso de la muestra entre el volumen total de la misma, generalmente se expresa en kg/m³. Este valor es de gran importancia cuando se trata de agregados ligeros o pesados y se los va a utilizar en el caso de dosificaciones de concreto por volumen. El peso volumétrico del agregado varía de acuerdo a condiciones intrínsecas como son: la forma, granulometría y tamaño máximo, así mismo, depende de factores externos como la relación del tamaño

máximo del agregado con el volumen del recipiente, la consolidación impuesta, la forma de colocación, etc. En consecuencia, para que sea útil el ensayo de peso unitario, debe ceñirse estrictamente a las normas, definiendo si la determinación del peso volumétrico corresponde al agregado suelto o compacto según el procedimiento utilizado.

Debe tenerse en cuenta que el peso volumétrico determinado en el laboratorio, no es igual al que se pudiera obtener en obra, por variar los parámetros externos antes citados.

Las dimensiones de los recipientes para la medida de peso volumétrico deben cumplir las siguientes recomendaciones:

TABLA N° 3.2.

DIMENSIONES INTERIORES DE LOS RECIPIENTES

Tamaño máx. de las partículas (mm)	Volumen (dm ³)	Diámetro (mm)	Altura (mm)
12.5	3	155	160
25.0	10	205	305
40.0	15	255	295
100.0	30	355	305

Existen tres métodos para determinar el peso volumétrico:

- a) Método de Apisonado. Se emplea en agregados de tamaño nominal menor o igual a 38 mm. El agregado se coloca en el recipiente correspondiente, en tres capas de un volumen semejante, hasta colmarlo.

Cada capa se empareja con la mano y se apisona con 25 golpes distribuidos uniformemente en cada capa. La varilla que se usa para el apisonado, es de acero de 16mm. de diámetro y 60 cm. de longitud, terminada en una semiesfera. Cuando el recipiente se encuentre colmado, se enrasa la superficie usando la varilla como regla y luego se pesa.

- b) Método del Vibrado. Se utiliza en agregados de tamaño nominal comprendidos entre 38 y 100 mm. El agregado se coloca en un recipiente, en tres capas de igual volumen hasta colmarlo. Se coloca el recipiente sobre una base firme y se inclina hasta que el borde opuesto al punto de apoyo diste 5 cm. de la base. Luego se suelta, con lo que se produce un golpe seco y se repite la operación inclinando el recipiente por el borde opuesto.

Estos golpes alternados se ejecutan 25 veces por cada lado de tal modo que le número total sea 50 para cada capa y 150 para todo el conjunto, luego se enrasa y se pesa.

- c) Procedimiento con Pala. Se aplica a agregados de tamaño nominal menor de 100 mm.

Se llena el recipiente por medio de una pala de modo que el agregado se descargue de una altura no mayor de 50 mm., por encima del borde, hasta colmarlo. Se enrasa la superficie del agregado con una regla o con la mano, de modo que las partes salientes se compensen con las depresiones en relación con el plano de enrase, luego se pesa.

Nosotros hemos creído conveniente utilizar este último método, por que el agregado se ajusta a las recomendaciones.

Los resultados obtenidos son:

TABLA N° 3.3.

Ensayo N°	1	2	3	4
Volumen (m ³)	0.027	0.027	0.027	0.027
1. Neto (kg)	41.38	40.92	40.55	45.65
P. Volumétrico	1532.59	1515.56	1501.85	1542.59
P. Volumétrico Promedio = 1523 kg/m ³				

2.2.3.3 PORCENTAJE DE ABSORCION (ASTM C-128). Es la cantidad de agua que el material es capaz de absorber de modo que éste se encuentre saturado superficialmente seco. Se lo expresa en porcentaje del peso del material seco.

Es evidente, que el porcentaje de absorción depende directamente de la porosidad del material que integra el hormigón, así como también de la intercomunicación de poros. Como se sabe el contenido de agua en la mezcla influye en la resistencia y otras propiedades del concreto, en consecuencia, es necesario controlar la dosificación de agua. Si los agregados están saturados y superficialmente secos no pueden ceder ni absorber agua en el concreto.

Los resultados obtenidos de la prueba son:

TABLA N° 3.4

DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE ABSORCION

Ensayo N°	1	2	3	4
Peso tara (grs)	546.0	546.0	546.0	546.0
P. tara + muestra	2757.5	2750.5	2755.0	2759.0
s.s.s.	2654.0	2649.5	2650.5	2656.5
P. tara + muestra seca	2180.0	2103.5	2104.5	2110.5
P. del agua	103.5	101.0	104.5	102.5
% de absorción	4.9098	4.8015	4.9650	4.8566
Porcentaje de absorción promedio = 4.8823 %				

2.2.3.4. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM C-566). El contenido de humedad, es el agua total que contiene el hormigón. Este ensayo nos permite conocer la cantidad de agua que el hormigón puede aportar en el mezclado y de esa manera poder realizar los ajustes necesarios de la cantidad de agua neta a usar en la mezcla de concreto. La prueba arrojó los siguientes resultados:

TABLA N° 3.5

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Ensayo N°	1	2	3	4
p. Tara (grs)	541	541	541	541
p. Tara + muestra húmeda (grs)	4990.0	4982.0	4988.5	4991.5
P. Tara + muestra seca (gramos)	4905.0	4898.5	4900.0	4902.0
P. muestra seca (gramos)	4364.0	4357.5	4359.0	4361.0
P. del agua (gr.)	85.0	83.5	88.5	89.5
Contenido de humedad (%)	1.94	1.92	2.03	2.05
Contenido de humedad promedio = 1.9859 %				

2.2.3.5. GRANULOMETRIA (ASTM C-136). El análisis granulométrico del hormigón nos va a permitir conocer los porcentajes de las partículas de diferentes diámetros, para tal efecto, en una escala semilogarítmica representaremos los porcentajes acumulados (ordenadas) y las aberturas correspondientes a las mallas (abcisas).

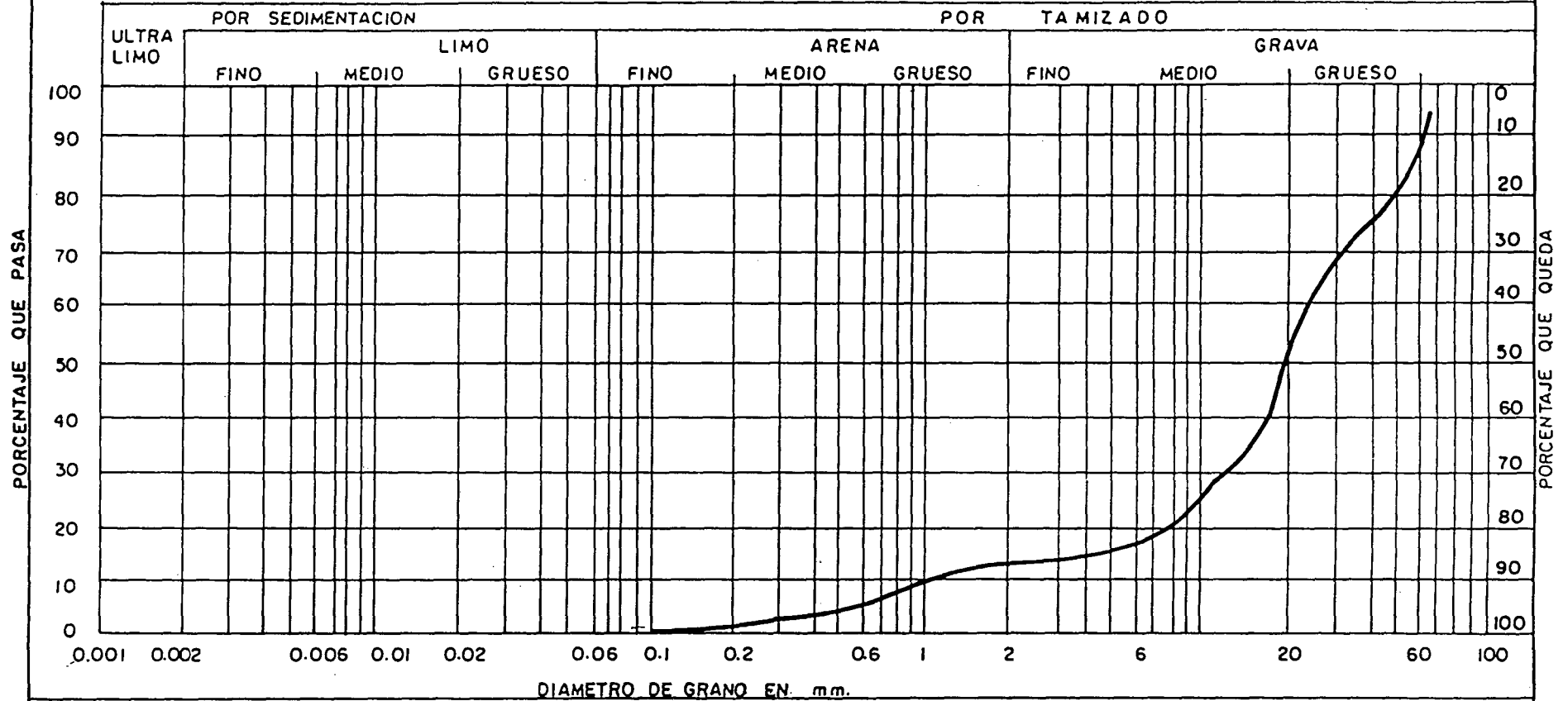
Los resultados fueron los siguientes:

TABLA N° 3.6

N° Malla	Abert.	P.ret.	% ret.	% acum	% Pasa
Pulgadas	(mm.)	(gr.)	(%)	(%)	(%)
4	101.6	---	---	---	---
3 1/2	90.5	---	---	---	---
3	76.1	---	---	---	---
2 1/2	64	433	4.33	4.33	95.67
2	50.8	1456	14.56	18.89	81.11
1 1/2	38.1	480	4.80	23.69	76.31
1	25.4	1551	15.51	39.2	60.8
3/4	19.0	1903	19.03	58.23	41.77
1/2	12.7	1064	10.64	68.87	31.13
3/8	9.51	639	6.39	75.26	24.74
1/4	6.35	603	6.03	81.29	18.71
N° 4	4.76	71	0.71	82.0	18.0
N° 8	2.38	331	3.31	85.31	14.69
N° 16	1.18	464	4.64	89.95	10.05
N° 30	0.59	308	3.08	93.03	6.97
N° 50	0.297	395	3.95	96.98	3.02
N° 100	0.149	206	2.06	99.04	0.96
N° 200	0.074	43	0.43	99.47	0.53
Cazoleta	---	53	0.43	100.00	0.00
10,000			100%		
Peso total de la muestra = 10000 gr.					

Remifido:

Obra:



CURVA Nº:

ESPECIFICACIONES: ANALISIS GRANULOMETRICO - HORMIGON

PROFUNDIDAD:

$C_u = 0.60 / 0.10$:

$C_c = (0.30)^2 / 0.60 \times 0.10$:

SITIO: CANTERA STA. ROSILLO - RIO HUALLAGA

OBSERVACIONES:

2.3 LA PIEDRA

En el estudio geológico de la cantera, se hizo mención al tipo de rocas que predominaban en el río Huallaga, es decir: arenizas y calizas, entre las más importantes.

Este material también se encuentra formando acumulaciones rocosas, acompañado de una mayor o menor cantidad de gravas y arenas.

Los depósitos de éstos elementos rocosos se caracterizan por que estos han perdido sus ángulos por fricción, de unos con otros, constituyendo piedras redondeadas o casi redondeadas y de diferente diámetro.

2.3.1 PESO ESPECIFICO. En realidad, dentro de las propiedades de las piedras, las que más interesan son las propiedades mecánicas, es decir; el técnico debe preocuparse en determinar su resistencia a las acciones mecánicas de compresión, flexión, cortadura y examinar la adherencia del concreto y la piedra; pero lastimosamente estas cuatro propiedades sólo serán mencionadas bibliográficamente, a falta de un equipo que nos permita realizar estas pruebas. Por lo tanto, en esta oportunidad, primeramente determinaremos el peso específico de la siguiente manera:

- Escogemos 5 piedras al zar, a cada una de ellas se las sumergió en agua durante 24 horas
- Al cabo de 24 horas se las sacó del depósito y se las secó superficialmente.
- Se las pesó dentro del agua (peso en el agua).
- Estas piedras se las colocó en el horno para su respectivo secado, durante 24 horas y a una temperatura aproximada de 100°C.
- Al cabo de este tiempo se las pesó (peso seco).
- El peso específico se determinó mediante la siguiente fórmula:

$$P.E. = \frac{\text{Peso seco}}{P.\text{seco} - P.\text{En el agua}}$$

- Los resultados fueron los siguientes:

TABLA N° 4.1.

Ensayo	1	2	3	4	5
Peso en el agua (grs).	3915	3982	3039	3661	3314
Peso seco (grs)	6179	6215	4852	5871	5314
Peso específico	2.729	2.664	2.676	2.656	2.633
Peso específico promedio = 2.672					

2.3.2 DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE ABSORCION. Se procedió de la siguiente manera:

- Se escogen 5 piedras al azar y se las introduce en un depósito con agua para que se saturen durante 24 horas.
- Al cabo de este tiempo se les extrae del depósito, se las seca superficialmente y se determina su peso saturado superficialmente seco.
- Estas piedras son expuestas a su secado en el horno, durante 24 horas, al cabo del cual se toma su peso seco.
- Los resultados se obtuvieron haciendo uso de la siguiente expresión

$$\text{Abs.}\% = \frac{\text{Peso sat. sup. seco.} - \text{peso seco}}{\text{Peso seco}} \times 100$$

TABLA N° 4.2

Ensayo	1	2	3	4	5
Peso seco (grs).	5231.5	6175.0	6789.0	6868.0	7740.0
Peso sss (grs)	5338.5	6302.0	6928.5	7009.5	7898.5
Absorción%	2.045	2.056	2.054	2.060	2.048
Porcentaje de Absorción Promedio = 2.052%					

2.3.3. RESISTENCIA A LA COMPRESION. Este ensayo es quizás el más importante a realizar con una piedra natural, por ser a este esfuerzo como generalmente se hace trabajar las piedras.

Se usan cubos de arista que varían de 5 a 10 cm., se debe cuidar que las caras sean perfectamente planas y paralelas. Estas muestras se las coloca en la prensa hidráulica, interponiendo una cartulina de un milímetro de espesor entre las muestras y los cabezales de la máquina.

La resistencia se obtiene mediante la fórmula:

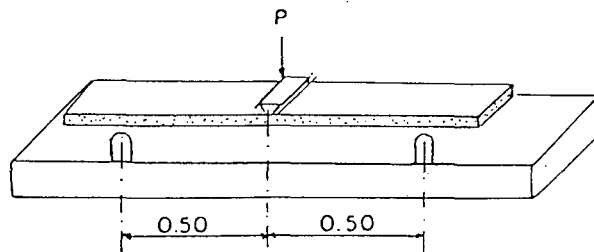
$$R_c = \frac{P}{A} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

2.3.4. RESISTENCIA A LA FLEXION. Se practica este ensayo con prismas de 16 x 4 x 4 cm., apoyadas sobre dos cuchillos, distantes 10 cm., y cargándolos en su punto medio. Su resistencia se determina por la fórmula:

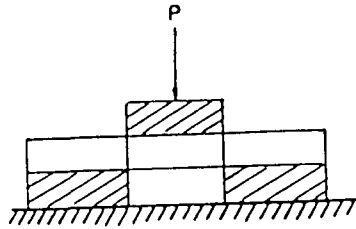
$$R_f = \frac{3 \cdot p \cdot l}{2ab^2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

midiendo "p" en kilogramos y l, a, b en cms.

La resistencia a la flexión es aproximadamente un décimo de la resistencia a la compresión. Para esta prueba se usa el dispositivo que adjuntamos en la figura.



2.3.5. RESISTENCIA AL CORTE. Se determina colocando una probeta de 4 x 4 x 16 cm., sobre dos apoyos metálicos, a los que se sujetan fuertemente, luego se aplica una fuerza tal como se muestra en la figura siguiente:

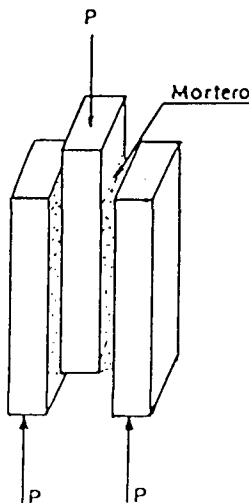


La resistencia al corte se obtiene por la expresión:

$$R_{\text{corte}} = \frac{P}{2A} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Esta resistencia viene hacer 1/15 de la resistencia a la compresión.

2.3.6. ADHERENCIA A LOS MORTEROS. La prueba se efectúa como se muestra en la figura adjunta, colocando una capa de mortero de espesor: un centímetro.



2.4. EL CEMENTO

2.4.1 DEFINICIONES

2.4.1.1 CLINKER DEL CEMENTO PORTLAND

El clinker de cemento portland es un producto de la calcinación a elevada temperatura (1400 a 1450 °C) de mezclas de materias primas naturales, calizas unas y arcillosas otras debidamente dosificadas y molidas hasta alcanzar un grado de finura adecuado.

2.4.1.2 REGULADOR DE FRAGUADO

Es el material que añadido al clinker de cemento Portland en cantidades adecuadas y molida conjuntamente con él, proporciona un cemento de fraguado normal, de acuerdo al correspondiente método de ensayo. Frecuentemente se utiliza el sulfato de calcio

La cantidad del mencionado material que suelo agregarse varía en un 2% a 4% del peso, como máximo.

2.4.1.3 DESCRIPCION DEL CEMENTO PORTLAND.

Es un polvo de color gris más o menos verdoso de gran valor como material estructural, a consecuencia de alcanzar dureza pétreo después de ser amasado con agua.

Este material aglomerante tiene la propiedad de adherencia y cohesión necesaria para unir áridos inertes entre sí, formando una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuada.

Este material tecnológicamente importante comprende no solamente los cementos propiamente dichos, sino también las cales alquitranes y/o asfaltos.

Para preparar los cementos es necesario emplear agua para el proceso químico (hidratación), en el que el polvo del cemento fragua y endurece formando una masa sólida. Este Cemento Portland se fabricó por primera vez en el año 1824 en Inglaterra.

El material se transporta a granel o en bolsas de 42.5 kg., cuando el cemento se mezcla con agua para formar una pasta blanda, se endurece gradualmente hasta que se convierte en sólido.

Este proceso se le conoce como fraguado y endurecimiento; se dice que el cemento ha fraguado cuando el cemento ha alcanzado una rigidez suficiente para soportar una presión arbitrariamente definida después de lo cual continúa endureciendo durante un largo tiempo, con el aumento de su resistencia.

Los procesos químicos fundamentales del fraguado y endurecimiento liberan calor, conocido como calor de hidratación.

En las grandes masas de hormigones este calor se disipa muy lentamente dando lugar durante la hidratación a una elevación de temperatura y a una expansión térmica del concreto con los consiguientes enfriamientos y contracciones posteriores.

Para evitar los importantes agrietamientos y pérdidas de resistencias, que resulten de este proceso, se tomarán medidas especiales de control.

2.4.1.4 COMPONENTES DEL CEMENTO PORTLAND

Composición química. En la composición química del Cemento Portland, se encuentran cuatro óxidos principales como son: cal, sílice, alúmina y óxido de fierro; y otros elementos en menores cantidades tales como, óxido de magnesio, anhídrido sulfúrico, óxido titánico y óxidos alcalinos.

Estos óxidos y anhídridos generalmente se usan mediante símbolos de abreviación, los que describen a cada óxido con una letra, tal como se muestra en la tabla N° 5.1.

TABLA N° 5.1.

COMPONENTES DEL CEMENTO PORTLAND

NOMBRE	FORMULA	SIMBOLO	CONTENIDO %
Cal	CaO	C	60 - 67
Sílice	SiO ₂	S	17 - 25
Alúmina	Al ₂ O ₃	A	3 - 8
Oxido de Fierro	Fe ₂ O ₃	F	0.5 - 6.0
Oxido de Magnesio	MgO	M	0.1 - 4.0
Anhídrido Sulfúrico	SO ₃	S1	1 - 3
Oxido de Potasio	K ₂ O	K	0.2 - 1.3
Oxido de sodio	Na ₂ O	N	

Los componentes arriba mencionados, interactúan en el horno, para formar una serie de productos más completos tales como los silicatos y los aluminatos, hasta alcanzar un estado de equilibrio químico, donde ha quedado todavía un pequeño porcentaje de cal (CaO) sin combinar.

Mediante análisis químicos de un cemento, se puede calcular relaciones numéricas entre los contenidos de los diversos óxidos, los mismos que

reciben el nombre de módulos. Estos módulos sirven para caracterizar las propiedades del cemento y la resistencia a la corrosión de los mismos. Se calculan de la siguiente manera:

$$\text{M.H.} = \text{Módulo Hidráulico} = \frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3}$$

El módulo hidráulico varía entre 1.8 y 2.2

$$\text{M.S.} = \text{Módulo Silícico} = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3}$$

El módulo silícico varía entre 1.9 y 3.0

$$\text{M.F.} = \text{Módulo Fundentes} = \frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3}$$

El valor de este módulo varía entre 1.4 y 3.0

2.4.1.5 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS COMPUESTOS MINERALOGICOS DEL CEMENTO PORTLAND

Los compuestos principales del cemento Portland son los que se indican en la siguiente tabla:

TABLA N° 5.2

COMPUESTOS PRINCIPALES DEL CEMENTO PORTLAND

NOMBRE DEL COMPUESTO	FORMULA QUIMICA	NOMENCLATURA
Silicato tricálcico	3CaO.SiO ₂	C ₃ S
Silicato Dicálcico	2CaO.SiO ₂	C ₂ S
Aluminio Tricálcico	3CaO.Al ₂ O ₃	C ₃ A
Ferro-Aluminato Tetracálcico	4CaO.Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃	C ₄ AF

y las características de los mismos son las siguientes:

A) Silicato Tricálcico. ($C_3S: 3CaO.SiO_2$).

Es el compuesto más activo del Cemento Portland, que normalmente se presenta en las mayores proporciones y en su forma de cristales poligonales cuyo tamaño medio es de 50u.

El C_3S desarrolla las mayores resistencias iniciales y genera un elevado calor de hidratación, cuyo valor es de 50 cal/gr.

Actualmente se tiende a recuperar las resistencias, sobre todo iniciales, elevando el contenido de C_3S . Sin embargo, de un modo muy general, se puede afirmar que los concretos fabricados con cemento ricos en C_3S son menos resistentes a la corrosión.

B) Silicato Dicálcico. ($C_2S: 2CaO.SiO_2$).

Es un compuesto pasivo que endurece lentamente y cuya resistencia inicial es baja, pero que a largo plazo adquieren valores importantes. Presenta el menor calor de hidratación y su valor es de 62 cal/gr.

C) Aluminio Tricálcico. ($C_3A: 3CaO.Al_2O_3$).

Es un compuesto generalmente indeseable, que se presenta en forma de cristales, cuyo aspecto varía según el modo de enfriamiento del clinker; pequeños y mal formados cuando el enfriamiento es rápido, grandes y rectangulares, cuando el enfriamiento es lento.

El aluminio tricálcico posee el fragor más rápido y el calor de hidratación más elevado, siendo su valor equivalente a 207 cal/gr. Su resistencia a la compresión es muy escasa.

El mayor inconveniente que presenta este compuesto es el de producir retracción del concreto y que es susceptible al ataque de los sulfatos y a la heladicidad.

D) Ferro Aluminato tetracálcico. (C_4AF : $4CaO.A1_2O_3$).

Es un compuesto prácticamente inactivo, cuya resistencia al igual que la del C_3A también es muy escasa. Su calor de hidratación es de 100 cal/gr tiene ligera tendencia a la retracción durante el proceso de fraguado y endurecimiento.

El C_4AF incrementa la estabilidad de volumen del cemento y frente a la acción de las aguas sulfatadas tiene una resistencia aceptable.

Los compuestos mineralógicos en los Cementos Portland se encuentran en diferentes cantidades y en la tabla N° 5.3 se encuentran los porcentajes de variación.

TABLA N° 5.3

PORCENTAJES DE VARIACION DE LOS COMPUESTOS

NOMBRE DEL COMPUESTO	NOMENCLATURA	PORCENTAJE DE VARIACION
Silicato tricálcico	C_3S	40 – 60
Silicato dicálcico	C_2S	15 – 30
Aluminato tricálcico	C_3A	2 - 4
Ferro-Aluminato tetracálcio	C_4AF	8 – 12

Es necesario considerar que el módulo de elasticidad se relaciona directamente con las resistencias mecánicas, de ahí que ambos dependen en igual grado de la suma del $C_2S + C_3S$. Además del C_3A y el C_4AF , como fundentes resultan muy útiles, puesto que reduce el tiempo de cocción y facilitan las reacciones químicas.

2.4.1.6 COMPOSICION POTENCIAL DEL CEMENTO PORTLAND

Es importante que a partir de la determinación de los óxidos del cemento, de un modo simple; se deduzca la composición potencial o mineral, puesto que generalmente las propiedades hidráulicas, el fraguado, la resistencia mecánica y la durabilidad, vienen determinadas por las proporciones de los diferentes compuestos minerales que se forman en el momento de la cocción y del enfriamiento.

Con este propósito R.U. Bogue, publicó un método al cual denominó composición potencial o "Posible", por que la composición mineral así deducida, quizás no sea la verdadera debido a la presencia de la fase vítrea.

Por el método propuesto se determina la CaO libre y se deduce del total del CaO. El residuo insoluble se anota como tal, excepto cuando es mayor de 0.2%, pues entonces hay que analizarlo y deducir la SiO₂. Encontrada del total del SiO₂. La pérdida por calcinación se toma como tal.

El SO₃ se calcula como CaSO₄ y la CaO así combinada se deduce del total CaO.

El científico Bogue estableció las siguientes fórmulas para el cálculo de la composición potencial del cemento.

TABLA N° 5.4.

FORMULAS DE BOGUE

NOMBRE DEL MINERAL	FORMULA
Ferro aluminato tetracálcico	$C_4AF = 3.04 Fe_2 O_3$
Aluminio tricalcio	$C_3A = 2.65 Al_2O_3 - 1.69Fe_2O_3$
Silicato tricálcico	$C_3S = 4.07CaO - 7.60 SiO_2 - 6.72Al_2O_3$ $- 1.43FeO_3 - 2.85 SO_3$
Silicato dicálcico	$C_2S = 2.87SiO_2 - 0.754 C_3S$

Los ensayos químicos efectuados para cementos tipo I, arrojan los siguientes porcentajes para los diferentes minerales:

TABLA N° 5.5

ANÁLISIS QUÍMICO PARA CEMENTO TIPO I. (PACASMAYO)
(COMPOSICION CENTICIMAL)

MINERAL	FORMULA	PORCENTAJE
Dióxido de Silicio	SiO ₂	20.80
Oxido de aluminio	Al ₂ O ₃	5.70
Oxido férrico	Fe ₂ O ₃	3.60
Oxido de calcio	CaO	62.70
Oxido de magnesio	MgO	2.40

Además de la presencia de estos minerales, también hacen presencia del cemento dentro del cemento otros componentes tales como los que se muestran en la presente tabla:

TABLA N° 5.6

OTROS COMPONENTES DEL CEMENTO

NOMBRE DEL COMPUESTO	FORMULA	PORCENTAJE
Anhidrido Sulfúrico	SO ₃	2.2
Residuo insoluble	---	0.5

También en la preparación del cemento se da lugar a una pérdida por calcinación que es equivalente a 1.3%.

Haciendo uso de las fórmulas de Bogue y conociendo las cantidades de los minerales componentes del cemento tipo I, estamos en condiciones de

encontrar la composición potencial del cemento, de la siguiente manera:
(Cemento Portland Tipo I – Pacasmayo)

$$\text{SO}_4\text{Ca} = 1.70(2.2) = 3.74\%$$

$$\text{C}_4\text{AF} = 3.04(3.6) = 10.94\%$$

$$\text{C}_3\text{A} = 2.65(5.7) - 1.69(3.6) = 9.00\%$$

$$\text{C}_3\text{S} = 4.07(62.7) - 7.60(20.8) - 6.72(5.7) - 1.43(3.6) - 2.85(2.2) = 47.39\%$$

$$\text{C}_2\text{S} = 2.87(20.8 - 0.5) - 0.754(51.19) = 23.67\%$$

De la misma manera como se ha calculado la composición potencial, podemos encontrar los módulos hidráulico silícico y de fundentes, del modo siguiente: (Cemento Portland Tipo I – Pacasmayo)

$$\text{M.H} = \frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{FeO}_3}$$

$$\text{M.H} = \frac{62.70}{20.80 + 5.70 + 3.60} = 2.08$$

$$\text{M.S.} = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3}$$

$$\text{M.S.} = \frac{20.80}{5.70 + 3.60} = 2.24$$

$$\text{M.F.} = \frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3}$$

$$\text{M.F.} = \frac{5.70}{3.60} = 1.58$$

2.4.2. PROPIEDADES FISICAS DEL CEMENTO PORTLAND.

El estudio de las propiedades físicas de los cementos, están destinadas a comprobar el comportamiento del cemento e implica contribuir a una descripción detallada y completa de las principales características que los hace similares o diferentes entre sí. La importancia de este estudio, radica en la obtención de una información útil para la determinación del tipo de cemento a usar en circunstancias que exijan del concurso de un material que llene determinados requisitos en función del tipo de construcción, lugar del mismo, clima imperante, etc.

Las principales propiedades físicas observadas en los cementos son las siguientes: peso volumétrico, grado de finura, consistencia normal y fraguado, peso específico, expansión auto clave o estabilidad volumétrica y resistencia a la compresión.

En esta parte queremos hacer notar que nuestro propósito ha sido determinar las principales propiedades de los cementos de acuerdo a las normas con que venimos trabajando, pero en vista de que el Laboratorio de Ensayo de Materiales de nuestra Universidad, no cuenta con el equipo necesario, nos hemos visto obligados a optar por el método alternativo práctico, en algunas de las propiedades de los cementos; y en otras propiedades donde no había alternativa, se han descrito su método y en los resultados obtenidos se expresan los valores del control de calidad del cemento en uso (Portland Tipo I – Pacasmayo).

2.4.2.1 PESO EFECTIVO

Definición. Es la relación que existe entre el peso del cemento en gramos y volumen absoluto en centímetros cúbicos. La determinación del peso específico es fundamentalmente indispensable para el diseño de un concreto y para el control de las mezclas del mismo.

Especificaciones. El peso específico de los cementos Portland simples, generalmente se asume un valor que oscila entre 3.00 gramos por centímetro

cúbico y 3.2 gr. por centímetro cúbico, sin embargo, hay que anotar que el suelo emplearse como un valor promedio de 3.15 gr/cm^3

Método de ensayo.

a) Método Itintec (Nº 334.005)

La determinación de peso específico por este método se basa en el frasco volumétrico de Le Chatelier.

Equipo.

- Balanza capaz de pesar 200 gr. con un error admisible de 0.005 gr.
- Frasco volumétrico de Le Chatelier, con graduaciones que permita lecturas $\pm 0.5 \text{ cm}^3$
- Recipiente de vidrio: uno de tubo largo para líquidos y otro de tubo corto para el cemento.
- Termómetro, graduado en décimas de grado centígrado.
- Baño termo-regulador, que debe ser mantenido a temperatura constante.
- Líquido para ensayo, generalmente consiste en xilol recién preparado o kerosene libre de agua (peso específico = 0.731 gr/cm^3 a 15°C).

Procedimiento.

Colocar el frasco volumétrico de Le Chatelier con uno de los líquidos de ensayo hasta enrasar en una división comprendida entre las marcas de 0 a 1 cm^3 . Sumergir el frasco en el baño termo-regular graduado, de tal manera que el líquido contenido en el frasco alcance la temperatura ambiente con $\pm 0.2^\circ\text{C}$ de variación

Pesar el recipiente de vidrio, aproximadamente también con un contenido de 60 gr. de cemento, previamente seco, hasta peso constante a una temperatura de $105 \pm 2^\circ\text{C}$. y enfriado a temperatura ambiente. Luego agregar la muestra al líquido contenido en el frasco. Se debe evitar la adherencia del cemento en las paredes internas del frasco, por encima del nivel del líquido. Tomar el frasco por su parte superior y hacerlo rodar inclinando alternadamente en uno y otro sentido, hasta eliminar todas las burbujas del aire. Sumergir el frasco nuevamente en el baño

termo-regulador y una vez alcanzado el equilibrio de temperatura, realizar la lectura final.

Expresión de Resultados. El peso específico del cemento se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$P.E. = \frac{P}{V}$$

Donde: P.E. = Peso específico del cemento en gramos por centímetro cúbico.

P = Peso del cemento ensayado en gramos.

V = Volumen del cemento utilizado en el ensayo, determinado por las diferencias de las lecturas última y primera en el frasco; en cm^3 .

El ensayo se repite hasta que los resultados no difieran entre sí en más de 0.01 gr/cm^3 .

El peso específico del cemento ensayado es el promedio de los ensayos y debe ser expresado en 2 cifras decimales.

b) Método Alternativo (Práctico)

La determinación del peso específico por este método, se basa en el uso de una fiola.

Equipo:

- Balanza con capacidad de 1 kg. y sensibilidad de 0.01 gr.
- Fiola de 500 ml. de capacidad
- Líquido de ensayo preferentemente alcohol de densidad conocida.

Procedimiento.

Pesar la fiola (pf), luego añadir alcohol a la fiola hasta la marca de 500 ml. Determinándose dicho peso (pfa).

Después de vaciar el alcohol, secar completamente la fiola, para luego introducir una muestra de cemento de aproximadamente 100 gr. (pc). Verter el alcohol en la fiola hasta cubrir la muestra, enseguida agitar y hacer rodar el frasco sobre una superficie plana hasta eliminar todas las burbujas de aire. Completar la fiola con alcohol hasta la marca de 500 ml. y determinar luego el peso de la fiola con alcohol y cemento (pfac).

Expresión de los Resultados. El peso específico del cemento se calcula mediante la siguiente expresión:

$$p.e. = \frac{\text{Peso de los sólidos}}{\text{Volumen de los sólidos}}$$

Los resultados son los siguientes:

TABLA N° 5.7.

Ensayo N°	1	2	3	4
P.Probeta + Alcohol (gr.)	135.10	135.20	135.10	135.10
Volumen de Alcohol (cm ³)	40.00	40.00	40.00	40.00
P.Probeta + Alcohol + C	152.50	152.10	157.50	155.90
Volumen Alcohol + C	45.50	45.40	47.10	46.60
Peso Cemento (gr)	17.40	16.90	22.40	20.80
Vol. Cemento (cm ³)	5.50	5.40	7.10	6.60
Peso Específico	3.163	3.129	3.154	3.151

Peso específico promedio = 3.149
 Redondeando las cifras, obtenidas:
 p.e. = 3.15

2.4.2.2 PESO VOLUMENTRICO

Definición. Se define como la cantidad de cemento que se requiere para llenar cierto recipiente de volumen unitario, además se le conoce con el nombre de peso unitario y su principal empleo radica en la conversión de cantidades en peso a cantidades en volumen y viceversa.

Especificaciones. En los cementos, el peso unitario suelto varía entre 900 y 1200 kg/m³, enrasado varía entre 1300 a 1700 kg. y compactado de 2500 a 3000 kg/cm³.

En la práctica se acostumbra a considerar que el valor promedio del peso unitario suelto equivale a una bolsa de cemento de 42.5 kg/Pie³ (aproximadamente 1500 kg/cm³).

Método de Ensayo. El método descrito a continuación sirve para determinar el peso unitario suelto de los cementos.

Equipo.

- Balanza que permita lecturas de por lo menos 0.1% del peso de la muestra.
- Recipiente cilíndrico de metal, suficientemente rígido.
- Escantillón para enrasar el recipiente.

Procedimiento. Llenar de cemento, el recipiente metálico de volumen conocido (Vr) con el cucharón, hasta rebasar el depósito después de haber hecho caer el cemento desde una altura no mayor de 40 cm., midiendo a partir del borde superior del recipiente. Eliminar el exceso de cemento con un escantillón, pasándolo sobre el borde superior. Luego se determina el peso neto del cemento contenido en el recipiente (Pc).

Expresión de Resultados. El peso unitario suelto se lo encuentra mediante la siguiente ecuación:

$$P.U.S = \frac{Pc}{Vr}$$

Donde: P.U.S. = Peso unitario suelto del cemento (Kg/cm^3)

Pc = Peso neto del cemento (Kg).

Vr = Volumen del recipiente, (cm^3)

TABLA N° 5.8

RESULTADOS OBTENIDOS

ENSAYO N°	1	2	3	4
PESO DEL MOLDE PROCTOR	1785	1785	1785	1785
VOLUMEN DEL MOLDE (cm^3)	1178	1178	1178	1178
VOLUMEN MOLDE + CEMENTO (gr)	3432	3428	3436	3424
PESO DE LA MUESTRA (gr) PM.	1647	1643	1651	1639
PESO UNITARIO Kg/m^3 (PM/V)	1398	1395	1402	1391
PESO UNITARIO SUELTO PROMEDIO (Kg/m^3) = 1396				

2.4.2.3 GRADO DE FINURA

Definición: Esta propiedad está referida a la composición granulométrica de las partículas que conforman el cemento. Normalmente suele expresarse por el residuo de que deja el cemento después de haberlo sometido a tamizado por mallas N° 120 y N° 200. Sin embargo, también puede reflejarse mediante la expresión de su superficie en cm^2/gr .

En cuanto a su importancia podemos manifestar que esta radica en la influencia que ella ejerce sobre la velocidad de hidratación, sobre la resistencia tanto inicial como final, sobre la capacidad de agrietamiento y sobre su influencia sobre la trabajabilidad y los requisitos de agua de la mezcla.

Un incremento en la fineza del cemento trae consigo una mayor hidratación, elevando el rendimiento del aglomerante; a su vez permite obtener un proceso más rápido de endurecimiento. De igual manera al incrementarse la fineza se incrementa la cohesión de la mezcla de concreto, reduciéndose la

cantidad de agua perdida por exudación. Por otro lado, una mayor fineza en exceso en el cemento puede producir consecuencias indeseables tales como: mayor contracción, mayor tendencia al agrietamiento, desarrolla más rápido calor y mayor facilidad para hidratarse cuando se almacena en ambiente húmedo.

Especificaciones. Las especificaciones usuales para la finura del cemento portland prescriben que: más del 78% en peso de este material pasa la malla N° 200 o que el porcentaje retenido en la malla N° 120 y N° 200 sea menor del 20%.

Cuando la superficie específica se calcula por el método de BLAINE, los cementos portland simples a excepción del tipo III, deben tener un valor promedio de 2800 cm²/gr.

Método de Ensayo

a) Método ITINTEC N° 334.002

CEMENTO	TIPO I
Superficie específica (cm ² /gr)	3200

b) Método Alternativo (Práctico).

Este método establece la determinación de la finura del cemento por medio del análisis granulométrico o análisis mecánico.

Equipo.

- Balanza de precisión
- Juego de tamices, conformados por las mallas N° 120 y N° 200

Procedimientos

Se pesa aproximadamente unos 500 grs. de cemento, haciendo uso de la balanza de precisión. Colocar la muestra en la malla superior del juego de tamices, dispuestas en forma decreciente, según su abertura. Tamizar dicha muestra en forma manual con diferentes movimientos de vaivén. Si en el transcurso de un minuto no pasa más del 1% en peso del material retenido en el tamiz, la operación del tamizado se dará por finalizado. Pesar a continuación el material retenido en cada una de las mallas y determinar enseguida los respectivos porcentajes del material retenido.

TABLA N° 5.9

RESULTADOS OBTENIDOS

ENSAYO N°	1	2	3
Peso de la muestra (gr.)	500.00	500.00	500.00
Peso retenido en el tamiz N° 120 (gr)	4.30	5.70	4.50
Peso retenido en el tamiz N° 200 (gr)	48.00	47.00	48.50
Peso retenido en el tamiz N° 120	8.86	1.14	0.90
Peso retenido en el tamiz N° 200	9.60	9.40	9.70
Promedio del % retenido en el tamiz N° 120	0.97%		
Promedio del; % retenido en el tamiz N° 200	9.57%		

Las siguientes propiedades serán enunciadas como un caso bibliográfico.

2.4.2.4 CONSISTENCIA NORMAL Y FRAGUADO

- Consistencia Normal. Se logra hallando el porcentaje de agua necesaria en función de la cantidad de cemento que se tiene, para formar una pasta.
- Fraguado. Es un proceso físico-químico, mediante el cual una pasta de cemento pasa del estado de plasticidad inicial a un estado de cierta rigidez y firmeza. Este paso pone un lapso de un tiempo que tiene 2 etapas: la primera o "Fragua Inicial", considerada desde el momento en que el cemento entra en contacto con el agua, hasta cuando se produce un aumento relativamente brusco de la viscosidad acompañado de una

elevación de temperatura de la pasta; la segunda o "Fragua Final" considerada desde el mismo origen del anterior, hasta cuando la pasta se vuelve indeformable y se transforma en un cuerpo rígido capaz de resistir una presión arbitraria.

Es importante que el fraguado no ocurra rápido, para de esta manera tener el tiempo suficiente de mezclar transportar y acomodar el cemento en los moldes; pero tampoco es conveniente que el fraguado sea demasiado lento, ya que puede originar retrasos en el avance y utilización de la estructura.

Especificaciones. Para la consistencia normal, el % de agua utilizado por lo general está comprendido entre 22 y 25%.

Las especificaciones ASTM, referida al tiempo de fraguado para los Cementos Portland simples, son las siguientes.

- Cuando se emplea el aparato de Vicat, el tiempo de fragua inicial no debe ser menor a 45 minutos y el tiempo de fragua final, no debe ser mayor de 8 horas.
- Cuando se emplea el aparato de Gillmore, el tiempo de fragua final no debe ser mayor de 10 horas y el fraguado inicial no deber ser menor de 60 minutos.

Método de Ensayo.

- a) Método ITINTEC N° 334.006. Por el presente método se determinará la cantidad de agua necesaria para obtener pasta de cemento de consistencia normal y los tiempos de fraguado de las mismas, empleando el aparato de Vicat.

Equipo.

- Balanza con error admisible de ± 1.00 gr. bajo una carga de 100 gr.
- Pesas de acuerdo al tipo de balanza empleada.
- Probetas graduadas de 100 a 200 cm³ de capacidad y con una precisión de ± 1 cm³ a 20°C.
- Mezcladora mecánica accionada por un motor eléctrico
- Paleta mezcladora de material, resistente al ataque de las pastas y morteros de cementos.
- Recipiente de mezcla, con un volumen nominal de 5 litros.
- Espátula semi-rígida y de caucho
- Aparato de Vicat.
- Cronómetro intermitente, con mecanismo de arranque y parada, que permita lecturas con aproximación de 0.5 segundos menos.
- Cámara húmeda, de dimensiones adecuadas para almacenar las muestras de ensayo con facilidad y que permita mantenerlos a temperatura del medio ambiente entre 18 y 22 grados centígrados. La humedad relativa del mismo no debe ser menor del 90%.

Preparación de la Pasta. La temperatura ambiente en la sala de trabajo debe estar comprendida entre 20 y 28°C, la humedad relativa de la misma no debe ser menor de 50% los materiales excepto el agua, deben estar a la temperatura ambiente. El agua debe tener una temperatura de 18 a 22 grados centígrados.

Las cantidades y proporciones de los materiales deben cumplir con los requisitos establecidos en las normas de métodos de ensayo, para la cual se prepara la pasta o mortero. La cantidad de cemento a emplearse debe ser 500 gr. Colocar secos la paleta mezcladora y el recipiente de mezcla en la posición de trabajo. Verter el agua en el recipiente, agregar el cemento y dejar 30 segundos, haciendo rotar la máquina a velocidad lenta (140 ± 5 vueltas por minuto). Parar la mezcladora y toda la pasta adherida

en la pared del recipiente juntarla rápidamente hacia el fondo, con la espátula, en 15 segundos, mezclar nuevamente durante 1 minuto con velocidad rápida (285 ± 10 vueltas por minuto).

Procedimiento. Colocar el molde con su base mayor apoyada sobre una placa de vidrio y llenar rápidamente con la pasta de cemento, haciendo uso de la espátula, sacudir el molde suavemente para facilitar el llenado. Enrasar la pasta con una lámina rectangular teniendo cuidado de no comprimir la pasta.

Determinación de la Consistencia Normal. Centrar el molde de trabajo de vástago, haciendo descender el mismo hasta que el extremo de la sonda tome contacto con la superficie de la pasta y fijar en esta posición, mediante el tornillo de retención. Leer la posición del indicador sobre la escala o llevar previamente el mismo a coincidir con el cero superior; 30 segundos después de terminada la mezcla, soltar el vástago cuidando que el aparato no esté sometido a vibración alguna durante el ensayo. La pasta se considera de consistencia normal, cuando la sonda penetra 10 ± 1 milímetro a los 30 segundos de haber sido soltada. Mientras no se obtenga este resultado se tendrá que preparar pasta de prueba, variando la cantidad de agua y utilizando cemento nuevo cada vez.

Ensayo Fraguado. Este ensayo también se realiza con el aparato de Vicat, utilizando una pasta de consistencia norma, colocando en el molde troncocónico la pasta. El espécimen de ensayo debe permanecer durante 30 minutos en la cámara húmeda, para luego determinar el inicio y final de fragua.

Determinación del inicio de Fragua. Colocar el molde debajo del vástago y luego bajar la aguja hasta que le extremo tome contacto con la superficie de la pasta y fijar en esta posición con el tornillo

de retención. Leer la posición del índice o llevar previamente el mismo a coincidir con el acero superior. Soltar el vástago aflojando el tornillo de retención y leer la posición del indicador a los 30 segundos. Si la pasta durante el primer ensayo se mantiene blanda descender la aguja lentamente evitando la deformación, pero la determinación de la penetración para el fraguado se hará aflojando el tornillo. Continuar la determinación de penetración cada 10 minutos, para cementos de alta resistencia inicial y 15 minutos para los demás cementos, anotando todos y cada uno de estos resultados.

Entre cada determinación de penetración y la siguiente conservar el espécimen de ensayo en la cámara húmeda. Las penetraciones deben estar separadas 6 mm. o más entre sí y 9mm. o más del borde del molde.

Determinación del Final de Fragua. Una vez alcanzada una penetración de 4 mm. sacar el molde del aparato e invertirlo, apoyando su base menor sobre el vidrio limpio, continuar las penetraciones sobre la base mayor hasta lograr una que no deje huellas sobre la superficie del mismo.

Expresión de Resultados. Se toma como inicio de fragua el tiempo transcurrido entre el momento en que el cemento entra en contacto con el agua y el que marca una penetración de 25 mm., la determinación se hace por interpolación de los resultados obtenidos de las penetraciones anotadas..

Fin de Fragua. Se considera como fin de fragua el tiempo transcurrido entre el instante en que el cemento entra en contacto con el agua y el instante en el cual no presenta huella de penetración.

Resultados Obtenidos. (Para el ensayo de fragua – método ITINTEC – N° 334.006)

CEMENTO	TIPO I
Fraguado Inicial (Vicat test)	2 horas 40 minutos
Fraguado Final	5 horas 30 minutos

2.4.2.5 EXPANSION AUTOCLAVE O ESTABILIDAD VOLUMETRICA

Definición. Se refiere a las variaciones volumétricas que tienen lugar en la pasta de cemento, debido a una hidratación retardada o lenta o a otras reacciones de algunos compuestos presentes en el cemento endurecido, particularmente: Cal libre, óxido de magnesio y sulfato de calcio.

La determinación de estas variaciones volumétricas nos indican la capacidad de cambio de volumen de los elementos estructurales y como quisiera que dichos cambios ocurren a largo plazo, es necesario controlar el cemento antes de ser usado; sometiéndolo a un ensayo acelerado, evitando de esta manera la posibilidad de agrietamientos o descascaramientos.

Especificaciones. Las normas ASTM e ITINTEC, especifican que la expansión autoclave no deben ser mayor de 0.8% en los cementos portland simples.

Método de Ensayo.

Ensayo ITINTEC N° 334.004. Mediante el método de ensayo que a continuación se describe se determinará la estabilidad de volumen de especímenes prismáticos, de pasta de cemento; para ser sometidos al tratamiento de autoclave.

Equipo.

- Balanza con un error admisible de ± 1.0 gr. bajo una carga de 1000 gr.
- Mesas de acuerdo al tipo de balanza empleada.
- Probetas graduadas de 10 a 300 cm³ de capacidad con una exactitud de ± 1 cm³ a 20°C.
- Topes de medida, de acero u otro material resistente, de sección circular de 6.4 mm. de diámetro.
- Moldes de acero u otro material resistente, de sección cuadrada de 25.4 mm. de lado.
- Autoclave, constituye por una cámara de contención de vapor de agua a alta presión, una válvula de eliminación de aire y de vapor, una unidad de calefacción, un regulador automático de presión, una válvula de seguridad y un manómetro.
- Comparador de longitudes o micrómetro comparador que permita medir como mínimo variaciones totales de 7.5 ml. y que la menor división del mismo permita leer 0.025 mm.
- Cámara húmeda de tamaño adecuado que permita almacenar los especímenes con facilidad y capaz de mantener la temperatura ambiente entre 18 y 22°C. La humedad relativa del mismo no debe ser menor del 90%.

Preparación de la Pasta. Efectuar la preparación de la pasta según lo descrito en el procedimiento para la consistencia normal y fraguado.

Procedimiento. Limpiar perfectamente los topes y los moldes de medida, después de ser armados, recubrirlos con una capa delgada de aceite, colocar en su lugar los topes libres de aceite y verificar las medidas.

Llenar los moldes en dos capas aproximadamente iguales, presionando la pasta con los dedos pulgares o índice, para obtener un mejor llenado y una mejor compactación alrededor de los topes de medida.

Enrasar la cara superior con una espátula al ras del molde y retener las caras si fuera necesario.

Concluida la preparación de los especímenes de ensayo, colocar los moldes en la cámara húmeda por un tiempo no menor de 20 horas antes de abrirlo y retirarlo los especímenes de ensayo; para luego colocarlos nuevamente en la cámara húmeda hasta el momento del ensayo.

Retirar los especímenes de ensayo de la cámara húmeda después de haber transcurrido 24 horas \pm 30 minutos. Desde el instante del llenado de los moldes, medir la longitud entre los extremos libres de los topes de medida y colocarlos en el autoclave a la temperatura ambiente en un soporte adecuado tal que sus cuatro caras mayores queden expuestas a la acción del vapor.

El autoclave debe estar cargado con agua del 7 al 10% del total de la cámara húmeda, para que durante el ensayo el vapor se mantenga en estado de saturación. Al iniciarse la calefacción del autoclave, la válvula de eliminación debe permanecer abierta hasta que por ella comience a salir vapor, entonces cerrar la válvula y regular la calefacción del autoclave a fin de obtener una presión de ensayo de 20.7 Kgf/cm² entre los 45 y 75 minutos siguientes al inicio de la calefacción.

Mantener la presión durante las siguientes tres horas entre 20.0 y 21.4 Kgf/cm².

Cumplido este plazo se suprime la calefacción y se enfría el autoclave, de tal manera al cabo de 90 minutos la presión volumétrica sea inferior al 0.7 Kgf/cm². Por la válvula citada se deja escapar lentamente la presión residual, hasta alcanzar la presión atmosférica.

Entonces se abre el autoclave y los especímenes de ensayo se colocan a más de 90°C., bajando uniformemente la temperatura de ésta por adición de agua fría, de modo que en 15 minutos descienda a 21°C. Esta temperatura se mantiene por un período adicional de 15 minutos, al cabo del cual se retiran los especímenes, se secan cuidadosamente y se mide nuevamente la longitud entre los extremos libres de los toques de medida.

Expresión de Resultados. Se mide la longitud de cada espécimen antes y después del ensayo, expresándola en porcentaje respecto a la primera, con una aproximación de 0.01. En caso de contracción, dicho porcentaje será negativo.

Resultados Obtenidos.

CEMENTO	TIPO I
Expansión autoclave	0.30 %

2.4.2.6 RESISTENCIA A LA COMPRESION

Definición. Se define como la capacidad del cemento para resistir fuerzas axiales, sin menoscabo de su integridad.

Esta propiedad ocupa un lugar importante en la compresión de la calidad del cemento, puesto que se considera representativa de su resistencia mecánica.

La resistencia a la compresión está en función de la fineza, de la composición química, del grado de hidratación y del contenido de agua en la pasta.

Especificaciones. Los requerimientos ASTM indican que la resistencia a la compresión en Kg/cm², de cubos de mortero compuestos de una parte de cemento y 2.75 partes de arena estándar graduada, por peso, deberá ser igual o mayor que los valores especificados para las edades indicadas a continuación.

TABLA N° 5.10

RESISTENCIA A LA COMPRESION A DIFERENTES EDADES PARA
CEMENTO TIPO I

E D A D	RESISTENCIA (KG/CM ²)
- 1 día en aire húmedo	****
- 1 día en aire húmedo y dos días en agua	84
- 1 día en aire húmedo y 6 días en agua	147
- 1 día en aire húmedo y 27 días en agua	245

Método de Ensayo.

Método ITINTEC N° 334.051. Por el método que se describe a continuación se determinará la resistencia a la compresión de morteros de cemento hidráulico, usando cubos de 250 mm. de lado, preparados y curados según procedimientos normalizados y sometidos al ensayo hasta la rotura.

Equipo.

- Balanza, con un error admisible de ± 2 gr., bajo una carga de 2000 gr.
- Juego de tamices, conformada por la N° 16, 30, 50 y 100.
- Probetas adecuadas para medir el agua de amasado en una sola preparación, graduadas por lo menos cada 5 ml.
- Cámara húmeda, adecuada para almacenar la muestra con facilidad, capaz de mantenerse a una temperatura de $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$ y una humedad realativa no menor del 90%

- Moldes para las muestras cúbicas de 50 mm. De lado y de material resistente a la mezcla de cementos, con 3 compartimientos.
- Mezcladora, mesa de flujo, compactador y badilejo.
- Máquina de ensayo, de tipo hidráulica o mecánica.

Materiales.

- Arena graduada de Ottawa o sílice natural.
- Cemento Tipo I.

Preparación y Conservación de la Muestra. Las proporciones en peso para formar un mortero normal, deben ser de una parte de cemento seco por 2.75 partes de arena graduada seca, mezcladas en cantidades para obtener al mismo tiempo 6 a 9 cubos.

La relación agua-cemento para todos los cementos Portland, debe ser de 0.485.

Este ensayo se debe realizar bajos las mismas condiciones ambientales que el ensayo de estabilidad de volumen, anteriormente descrito.

A continuación se preparan los moldes para el llenado, colocándose estos elementos en una placa plana no absorbente y cubiertas con una capa de aceite.

Luego se prepara el mortero como se indica líneas arriba, se vierte en la mezcladora haciéndola girar durante 15 segundos a la velocidad más baja.

El llenado de los compartimientos debe iniciarse antes de los 135 segundos contados desde la iniciación de la mezcla hasta la terminación de la misma, colocando una capa de mortero de cada compartimiento de 26 mm. y apisonándola con 32 golpes del compactador en 10 segundos. Terminada la operación anterior en todos compartimientos de llenan con una segunda capa y se procede como se hizo con la primera.

Al finalizar la compactación, se enrasan las caras superiores de los cubos, con el badilejo.

El conjunto formado por los cubos, el molde y la placa, se colocan en la cámara húmeda durante 20 a 24 horas.

Los cubos que no van a ser ensayados a las 24 horas deben sumergirse en agua limpia dentro de un tanque de almacenamiento.

Procedimiento. Sacar de la cámara húmeda los cubos que van a ser ensayados a las 24 horas e inmediatamente colocarlos en la máquina de prueba, si se sacan varios al mismo tiempo, deben cubrirse con una toalla húmeda hasta el momento de iniciar el ensayo. En el caso de los cubos de edad diferente a las 24 horas deben sacarse del recipiente de almacenamiento uno tras otro y probarse inmediatamente.

Secar las superficies de los cubos y comprobar por medio de una regla que estas caras sean perfectamente planas.

Si existe una curvatura apreciable, deben fijarse hasta obtener superficies planas, caso contrario deshechar el cubo.

Colocar cuidadosamente el cubo, centrándolo debajo del bloque superior de la máquina de ensayo, sin utilizar materiales amortiguadores entre el cubo y los bloques, teniendo en cuenta que la superficie sobre la que se ejerce presión sean las que estuvieron en contacto con las paredes del molde.

Si se espera que en el cubo resista una carga máxima mayor de 1360 Kg., se debe aplicar a este una carga inicial igual a la mitad del valor esperado, a una velocidad conveniente; pero si se espera que la carga sea menor de 1360 Kg. no se le debe aplicar carga inicial.

La velocidad de aplicación de la carga se calcula en forma tal que la falta para romper los cubos con resistencia esperada mayor de 1360 Kg. y la carga total en los otros, sea aplicada sin interrupción en un período comprendido entre 20 y 80 segundos.

Se debe tener cuidado de no hacer ningún ajuste en los controles de la máquina, cuando el cubo este cediendo antes de la rotura.

Expresión de los Resultados. Anotar la carga máxima indicada por la máquina de ensayo en el momento de la rotura y calcular la resistencia a la compresión en Kg/cm², mediante la siguiente expresión.

$$R_c = \frac{P}{A}$$

Donde R_c = Resistencia a la compresión en Kg/cm².

P = Carga máxima de rotura en Kg.

A = Sección transversal del cubo en cm².

Resultados Obtenidos

TABLA N° 5.11

RESISTENCIA A LA COMPRESION KG/CM².

CEMENTO	TIPO I
3 días	151
7 días	200
28 días	267

2.5. RELACION AGUA CEMENTO

2.5.1. ESTUDIO DE LA RELACION AGUA – CEMENTO

La resistencia, la durabilidad y propiedades de acabado del concreto son factores netamente indispensables para obtener la relación agua-cemento.

Si consideramos que los diferentes agregados y cementos producen resistencias diferentes para una misma relación agua – cemento, se considera muy importante desarrollar las interrelaciones entre la resistencia y la relación agua – cemento para los materiales a ser usados en la preparación de la mezcla. Pero si es que no contamos con estos datos, para preparar concretos con cementos Portland se pueden tomar las relaciones agua – cemento de tablas ya especificadas. Si en la preparación del concreto se usan materiales típicos entonces las relaciones agua – cemento ya estipuladas obtendremos resistencias ya mostradas; estos resultados se obtendrán en el Laboratorio ensayando muestras a los 28 días y bajo curado de acuerdo a las condiciones del laboratorio.

La resistencia promedio que se selecciona debe exceder a la resistencia especificada por el Ingeniero Proyectista; por razones de exposición severa, la relación agua – cemento debe mantenerse más baja aún cuando los requerimientos de resistencia no de una relación agua – cemento más alta.

El agua es un elemento fundamental en la preparación del concreto, ya que en presencia del cemento reacciona químicamente, lo que permite la formación del gel, así como también el conjunto adquiere propiedades que en estudio fresco permiten una adecuada manipulación de la misma y en estado endurecido, lo convierten en un concreto con las características deseables.

Si bien es cierto, las aguas potables son adecuadas para ser empleadas en la preparación del concreto, no todas las aguas para beber son convenientes para el mezclado. Así las aguas que son buenas en azúcares o nitratos podrían alterar los

procesos de fraguado y endurecimiento del concreto, por lo que no son recomendables de usar.

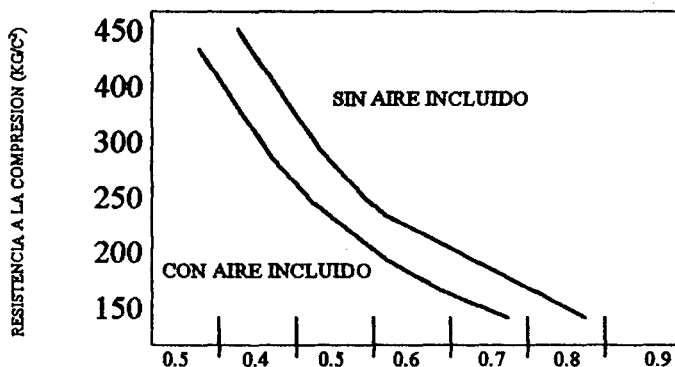
Para eliminar dudas, debe hacerse pruebas para tener la seguridad de que no sólo afecta el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto, la invariabilidad de su volumen, sino que también pueden producir eflorescencia o corrosión del refuerzo.

El agua tiene dos funciones en la mezcla del concreto:

- a) Permite la reacción química que cause el fraguado y endurecimiento.
- b) Lubrica la mezcla de agregados y cementos para facilitar su colocación.

Como en otras reacciones químicas, el cemento y el agua se combinan en proporciones definidas, y para cemento Portland normal una parte de cemento por peso necesita bastante menos de 0.25 partes en peso de agua para su hidratación. Pero en estas condiciones el agua sería muy poca y las mezclas excesivamente difíciles de compactar, por lo tanto, se añade más agua para lubricar la mezcla, del 10 a 15%; esto para hacerla manejable.

CURVA : RELACION AGUA-CEMENTO vs RESISTENCIA A COMPRESION



RELACION AGUA/CEMENTO

FIG: 6.1.

Además del agua necesaria para la hidratación, es necesario agua para humedecer la superficie de los agregados. A medida que se añade agua, crece la plasticidad y

fluidez de la mezcla pero la resistencia disminuye como consecuencia del mayor volumen de huecos creados por el agua libre.

El aumento o disminución de resistencia se nota claramente en la curva: Relación agua – cemento Vs. Resistencia a la compresión, de la figura N° 6.1., en la curva se observa que a mayor relación a agua – cemento, se obtiene menor resistencia y viceversa.

2.5.2. METODOS ADOPTADOS PARA OBTENER LA RELACION AGUA-CEMENTO

Como es de conocimiento el cemento y el agua son los elementos de acción química activa en el hormigón. Por la combinación de ambos elementos se forma una pasta que recubre y rodea las partículas inertes. Según este, la resistencia de la mezcla depende directamente de la pasta y si hubiera en ella un exceso de agua, la pasta sería fluida y acuosa con perjuicio para su resistencia.

La cantidad real de agua necesaria para hidratar el cemento es relativamente pequeña comparada con la que se necesita para la consistencia plástica conveniente para poder trabajar la mezcla con facilidad. Estas consideraciones han inspirado la teoría de la relación agua-cemento, adoptado después de muchos ensayos por el ACI y por los Reglamentos Revisados de Construcción de otros países.

Esta teoría, se funda en el principio de que para determinados materiales y condiciones, la resistencia del concreto depende únicamente de la cantidad de agua de la mezcla en proporción a la del cemento, con tal que la mezcla tenga una elasticidad conveniente para trabajarla.

2.5.2.1. PROCEDIMIENTO DE LAS PROPIEDADES ARBITRARIAS

Este método considera al concreto como una masa de agregados, cuyos intersticios se rellenan con mortero, compuesto de arena y cemento y en el que los intersticios de la arena se llenan a su vez con el cemento. Este indica

que se irá añadiendo agua hasta el instante en que la masa se encuentre más o menos fluida y que permita una trabajabilidad aceptable. Al final de esta operación se obtendrá una cantidad de agua de mezcla con la respectiva de cemento.

No cabe la menor duda que este es el método que los albañiles y maestros de obra utilizan en la construcción, donde no existe la supervisión ni control de la misma y únicamente tienen como base para optar tal medida el haber escuchado la dosificación volumétrica del cemento y del agregado.

Preparada la mezcla se procede al añadido del agua, en tal cantidad que le permite obtener, a esa persona; una mezcla fluida de fácil trabajabilidad.

De lo anteriormente mencionado podemos asegurar, que se forma una mezcla desde el punto de vista netamente óptico y que de ninguna manera pueda garantizar un concreto de resistencia aceptable.

2.5.2.2. CANTIDAD DE AGUA A PARTIR DE LA TEORIA DE LA RELACION AGUA- CEMENTO

Esta teoría se basa en que el concreto es una pasta de cemento y agua en proporciones determinadas que los agregados están embebidos en la pasta. Si se mezcla con la pasta una pequeña cantidad de agregado, el concreto se irá haciendo más pastoso cada vez y llegará un momento en que con más agregados adquirirá consistencia. La resistencia de concreto permanecerá constante para una determinada cantidad de agua y cemento con independencia de la cantidad de agregado, como se ha demostrado por medio de muchas series de ensayos.

La cantidad de agregado varía con la consistencia, o mayor o menor facilidad para trabajarlo, es la característica resultante que se le puede dar al concreto.

Para grandes masas y poco armado, el hormigón (concreto), debe ser más seco y consistente que cuando se trata de muros delgados o vigas, con un sistema complejo de armadura, siendo la relación entre el agua y el cemento y por lo tanto la resistencia; la misma en ambos casos.

Conocidas todas estas circunstancias, se pueden hacer diversas mezclas de ensayo de concreto, con una determinada relación de agua-cemento y con diferentes proporciones de agregados apropiados, grueso y fino, que se puedan adquirir económicamente, variando las mezclas hasta obtener buena consistencia para su trabajo y separación mínima del agregado durante y después de ser colocado. Los ensayos resultan más útiles empezando con la proporción máxima del agregado grueso y agregando arena hasta que la mezcla tenga una consistencia homogénea conveniente para su trabajo. Si la mezcla resulta demasiado seca, no se debe agregar agua, sino que se debe reducir la cantidad del agregado.

2.5.2.3 CANTIDAD DE AGUA EN FUNCION DE LA TRABAJABILIDAD

Otra de las maneras para determinar la cantidad de agua para el concreto es el que hace uso del término: trabajabilidad, propiedad del concreto que las norma ASTM, la define de la siguiente manera: se define trabajabilidad del concreto, como aquella propiedad que determina el esfuerzo requerido para manejar una cantidad de concreto recién mezclado con la mínima pérdida de homogeneidad (ASTM-C 125)

Así como la ASTM, define de algún modo la trabajabilidad, también el reglamento ACI tiene un concepto particular de definir a esta propiedad, concepto que lo mencionaremos en el capítulo de Diseño de Mezclas.

Este concepto originó dentro de los investigadores, la inquietud de encontrar algún modo de medirlo, este afán a permitido que en este momento existan varios métodos de medición.

Se debe tener en cuenta que un concreto no es trabajable cuando tiende a desmoronarse o grietarse cuando se lo golpea con la varilla compactante.

Entre los métodos más reconocidos tenemos:

- a) Ensayos del Factor Compactante.
- b) Mesa de Remoldeo de Compactación.
- c) Ensayo de Vebe.

2.5.2.3.1. PRUEBA DE REVENIMIENTO

Denominada también ensayo de asiento o “SlumpTest”, su empleo se encuentra aceptado para caracterizar el comportamiento del concreto fresco. La prueba fue desarrollada por Duff Abrahams y fue aceptada por el año 1921 y revisado en 1978. Esta prueba sirve para determinar la consistencia o fluidez de concreto fresco dependiendo del contenido de agua de la mezcla. Se lo determina mediante el cono de Abrahams que es un molde metálico tronco cónico de 30 cm. de altura y 20 y 10 cm. de bases respectivas. Se llena y enrasa al concreto amasado con la cantidad de agua que se juzgue convenientemente y se coloca sobre una mesa. Se levanta el molde y el concreto se desparramará en una cantidad mayor o menor según la fluidez. Se mide el aplastamiento que nos indicará la consistencia: seca, plástica y blanda o fluída.

Para el presente trabajo hemos utilizado este método, sólo para controlar el asentamiento de la mezcla, asentamientos que fueran comparados por valores establecidos en tablas; como se observará más adelante.

2.5.2.4. METODO ACI (Reglamento ACI Sección 4.5)

El Reglamento ACI en la Sección 4.5 nos dice: “Si no se cuenta con datos adecuados en un registro de 30 pruebas consecutivas o mezclas de pruebas de laboratorio, puede otorgarse permisos para basar las proporciones del concreto en los límites de la relación agua-cemento que se muestra en la tabla 6.1.

TABLA Nº 6.1. RELACION AGUA - CEMENTO CUANDO NO EXISTE EXPERIENCIA DE CAMPO

RESISTENCIA A LA COMRESION ESPECIFICADA	RELACION AGUA-CEMENTO PERMISIBLE	
	CONCRETO SIN AIRE INCLUIDO	
	Relación A/C por peso	Agua por seco de 50 kg/Lts.
175	0.67	33.70
210	0.58	29.30
245	0.51	25.70
280	0.44	22.2
315	0.38	19.1
350	****	****

El mismo reglamento considera en la sección 4.5.2, lo siguiente: “La tabla anterior (6.1.), deberán utilizarse solo para concreto hecho con cementos que cumplan con los requisitos de resistencia para los cementos Tipo I, IA, II, IIA, III, IIIA o V, de la especificación para cementos Portland (ASTM – C – 150) y no serán aplicables a concreto que tengan agregados ligeros o aditivos que no sean inclusores de aire”.

También este reglamento en la sección 4.5.3, menciona que: “El concreto proporcionado por medio de los límites de la relación agua-cemento, prescritos en la tabla 6.1, deberán apegarse a los requisitos para exposición especial de la sección 4.6 (Requisitos de Exposición Especial)”.

La sección 4.6 dice: “El Concreto que después de curado va estar expuesto o sujeto a temperaturas de congelación, mientras está húmedo, deberá contener aire incluido, dentro de los límites de la tabla siguiente”.

TABLA N° 6.2.

CONTENIDO DE AIRE EN EL CONCRETO PARA DIVERSOS
TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO

Tamaño máximo nominal del agregado grueso en mm.	Contenido de aire total en % por volúmenes.
10	6 a 10
13	5 a 9
20	4 a 8
25	3.5 a 6.5
40	3 a 6
50	2.5 a 5.5
75	1.5 a 4.5

Todos estos antecedentes se verán con mayor detalle en el Capítulo referente al Diseño de Mezclas y Curado.

2.5.2.5 RELACION AGUA – CEMENTO DE ACUERDO A EXPERIENCIAS DE CAMPO

De ninguna manera se tiene que dejar de lado a la experiencias obtenidas en obra y/o en laboratorio por personas ligadas en el campo de la construcción en nuestro país. Estas experiencias tienen valor desde el punto de vista que hacen uso de una técnica que es casi común en todo el territorio y más que todo, porque los materiales que se usan casi son los mismos. Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

TABLA N° 6.3.

RELACION AGUA-CEMENTO Y MAXIMA RESISTENCIA A LA
COMPRESION DEL CONCRETO

Resistencia a la compresión a los 28 días Kg/cm²	Concreto sin aire incorporado
450	0.38
400	0.43
350	0.48
300	0.55
250	0.62
200	0.70
150	0.80

Los valores establecidos en la tabla anterior, también nos servirán como referencia para establecer el A/C que necesitamos para el diseño.

SELECCIÓN DE LA RELACION AGUA-CEMENTO.

Toda vez que se tenga que proyectar o diseñar mezclas de concreto, estas deben tener un rango de seguridad de manera que al final los resultados superen la resistencia deseada en un determinado porcentaje. Lo que acabamos de mencionar es ratificado por el Reglamento ACI, en la Sección 4.4.3 que en su segundo párrafo dice: "Si no se tiene un registro de las instalaciones de concreto basado en 30 pruebas de resistencia consecutivas que presenten materiales y condiciones similares a los esperados, la resistencia a la compresión promedio requerida, debe ser de 85 Kg/cm² superior al f'c. Cada punto debe representar por lo menos el promedio de 3 cilindros probados a 28 días o a edades menores según lo especificado". Teniendo en cuenta que la resistencia del concreto simple para cimentaciones corridas puede variar entre 100 y 140 Kg/cm² y además considerando que el concreto para estos elementos (Cimentaciones) no es considerado como estructural, resultaría anti económico tomar la relación A/C = 0.67 tal como

recomienda el ACI, de tal modo que nos arroje una resistencia de 175 Kg/cm², de acuerdo a la tabla N° 6.1. Sin embargo, no podemos descartar los valores que nos muestra la tabla 6.3 que nos indica que para A/C = 0.80 puede arrojar concretos hasta 150 kg/cm². Por ser estos valores más económicos y que reflejan una más cercana realidad a nuestro medio, hemos optado por escoger esta relación.

2.5.3 ESPECIFICACIONES TECNICAS EN CUANTO AL AGUA Y AL CEMENTO A UTILIZARSE.

Según el Reglamento ACI, Sección 3.4.3, indica que: “Casi cualquier agua natural que se pueda beber (Potable) y carece de un sabor o de un olor marcado, resulta satisfactoria como agua de mezclado en la elaboración del concreto, además de estas consideraciones el agua empleada para la mezcla del concreto, debe ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de ácidos, álcalis, aceites, sales, material orgánico u otras sustancias que pueden ser nocivas al concreto”. Es preciso aclarar que este elemento no debe contener altos porcentajes de cloruros.

Aunque el Reglamento no proporciona limitaciones específicas para la concentración de iones de cloruro en el agua de mezclado, sugiere que dichas concentraciones se consideran peligrosas cuando son superiores a las 400 a 500 partes por millón (p.p.m.) y el Comité ACI-22 recomienda mantener los niveles inferiores a estos valores si esto es posible.

Los iones de cloruros derivados de los agregados o de los aditivos deben sumarse a la cantidad que pueda contener el agua de mezclado al practicarse la evaluación de la aceptabilidad del total del contenido de iones de cloruro en ella.

Existen otras limitaciones respecto a la sustancias que puedan presentar en el agua. Claro está que no existen uniformidad de criterios, sin embargo, la siguiente tabla nos puede dar una idea de las máximas concentraciones de estas sustancias:

TABLA N° 6.4.

Sustancias encontradas	Agua potable	Agua para concreto
Cloruros	250 ppm.	300 ppm.
Sulfatos	50 ppm.	300 ppm.
Sales de Magnesio	125 ppm.	150 ppm.
Sales solubles	300 ppm.	1500 ppm.
Sólidos en Suspensión	10 ppm.	1000 ppm.
Materia orgánica expresada en oxígeno	0.001 ppm.	10 ppm.

Ciertas limitaciones sugeridas son:

- a) Sulfatos menos de 1300 p.p.m., ciertas autoridades limitan este requisito a 1000 p.p.m.
- b) Iones de cloruro, menos de 650 p.p.m. algunas autoridades indican que se puede permitir hasta 1000 p.p.m.
- c) Ninguna impureza que cause un cambio en el tiempo de vaciado debe superar el 25%.
- d) El agua no debe contener aceite.

Si hubiera alguna duda de la cantidad de agua a emplearse, en la preparación de mezcla de concreto, será necesario un análisis químico de la misma; para comparar los resultados con los valores máximos admisibles de las sustancias existentes en el agua a utilizarse. También deberá hacerse una prueba de resistencia a la compresión a los 28 días, preparando especímenes con agua destilada y con agua cuya calidad se quieren evaluar; considerándose como satisfactorias aquellas que arrojan una resistencia mayor del 90%, respecto a la resistencia de especímenes preparados con agua destilada.

AGUAS RECOMENDABLES.

En la preparación del concreto las siguientes aguas podrían ser utilizadas:

Aguas de ciénagas; para utilizar estas aguas existirá una tubería de toma, cuya instalación será que impida el paso de troncos, raíces, barro, otros.

Serán utilizables colocando una tubería de unos 60 cm debajo del nivel del agua, provista de una rejilla o algún otro dispositivo las aguas de arroyos y lagos.

Agua de mar que contengan hasta 3500 p.p.m. de sal por lo general, esta agua es buena para concretos que no llevan refuerzos, cabe mencionar que el concreto hecho con agua de mar puede endurecer con mayor rapidez que el concreto normal.

Las estructuras de concreto reforzado hechas con agua de mar expuestas al ambiente marino, deben tener una relación agua – cemento = 0.44 y el recubrimiento para el refuerzo deberá ser cuando menos de 7.62 cm.

Para efectos del presente estudio el concreto se ha preparado con agua potable, el mismo que en el laboratorio arrojó un P.H. de 6.9, que nos indica que el agua utilizada es ligeramente ácida.

AGUAS NO RECOMENDABLES.

Aguas provenientes de galvanización (aguas minerales y carbonatadas). Se ha comprobado que las aguas que contienen algas producen una notable incorporación de aire con la correspondiente reducción en la resistencia a la compresión del concreto.

Un porcentaje del 25% de algas en agua de mezcla, significa una reducción en la resistencia a la compresión del orden del 49% y un incremento del contenido de aire del orden del 8.5%

Según investigaciones realizadas se ha detectado que el agua de mezclado no debe contener partículas de carbón, turba, humus, azufre, algunos residuos industriales que contengan grasas o ácido húmico u otros ácidos orgánicos. Este tipo de aguas no serán empleadas por que pueden disminuir la estabilidad volumétrica del concreto.

El agua de lluvia y aguas puras tienden a lavar la cal del cemento, y no deberán ser empleadas en la elaboración del concreto.

No es recomendable usar como agua de mezclado, aquellas cuyo límite de turbidez es mayor que 2000 p.p.m. En el caso de emplear aguas cuyo aporte de sólidos en suspensión sea mayor del indicado, ellas deberán ser precipitadas.

No deberán usarse aguas minerales altamente carbonatadas.

No debe usarse aguas que contengan nitratos, ni azúcares en disolución, porque afecta la resistencia del concreto.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CEMENTO.

En el presente trabajo se utilizó Cemento Portland Tipo I, porque es el más empleado en la preparación de concretos, en las construcciones de nuestra zona y en casi todo el país.

El R.N.C. (Título VII) trata sobre los requisitos y procesos de construcción en su acápite VII-III-8, en el que menciona lo siguiente: “El cemento a usarse en la preparación de concretos será Cemento Portland, el que deberá cumplir con las normas ITINTEC para los cementos Portland del Perú).

De acuerdo al Reglamento “El cemento empleado en la obra debe corresponder con el que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del concreto”.

3.1. DISEÑO DE MEZCLAS

Para entrar al diseño de mezclas debemos hacer presente los factores que se necesitan para obtener la mezcla deseada.

Consideraciones de Diseño.

- a) $A/C = 0.80$
- b) Aire = 1.5%
- c) Dosificación: Cemento-Hormigón, proporcionamiento.
 1:10 + 30% de Piedra Grande con diámetro máximo de 6 y 8
 pulgadas respectivamente.
- d) Requisitos que debe cumplir la piedra grande.

El Reglamento Nacional de Construcciones recomienda la dosificación por volumen, para cimentaciones corridas en la proporción 1:10 + 30% de piedra grande con una diámetro máximo de 6 pulgadas, para cimentaciones corridas sin refuerzo metálico y es a partir de esta dosificación por la cual diseñaremos nuestras mezclas.

Conocida la proporción volumétrica de los materiales: cemento y hormigón, es necesario conocer otros factores importantes que tienen que ver con el diseño y por consiguiente en la determinación de las cantidades en la que estos intervienen por m³ de concreto, Comenzamos considerando el primer factor.

3.1.1. SELECCIÓN DE LA RELACION AGUA-CEMENTO

En este punto lo que haremos es reconsiderar lo que anteriormente establecimos, es decir, tomar la relación agua-cemento igual a 0.80, por las razones anteriormente mencionadas,

3.1.2. SELECCIÓN DEL CONTENIDO DE AIRE ATRAPADO

Los vacíos y el aire (poros) forman parte integrante del concreto encontrándose en cantidades variables y siendo susceptibles, cuando el concreto se encuentra en un estado endurecido, originando pequeños almacenes de agua, lo cual, lógicamente; es perjudicial para el mismo. Los vacíos presentes en el concreto pueden clasificarse en:

- a) **Vacíos por aire atrapado.** El aire atrapado es parte inevitable y perjudicial en todo concreto, los poros formados tienen forma irregular variando su tamaño desde imperceptibles a ojo humano hasta poros con diámetro mayor de 1.5 cm.

- b) **Vacíos por aire incorporado.** Como su nombre lo dice son vacíos de aire incorporado adrede en el concreto, mediante el uso de algún agente incorporador del aire. Son casi imperceptibles al ojo no experimentado, encontrándose distribuidos de manera homogénea y estrechamente espaciados dentro del concreto. Esta última característica le otorga durabilidad a los concretos sometidos a exposición severa.

- c) **Poros capilares.** Están constituidos por los residuos de los espacios originalmente ocupados por el agua que no han sido llenado por el gel del cemento hidratado, no pueden ser vistos sino mediante el uso del microscopio.

- d) **Poros gel.** Son espacios vacíos distintos a los poros capilares y mucho más pequeños que estos, al extremo que el agua no congela en ellos. Representan aproximadamente el 28% del gel de cemento hidratado.

- e) **Poros en el agregado.** Los agregados también presentan poros, siendo la porosidad aceptable en el orden del 2%. Estos pequeños espacios vacíos en el agregado, bajo determinadas condiciones pueden llenarse de agua con resultados contraproducentes en su durabilidad.

En el presente estudio no haremos el uso de aire incorporado sino que consideraremos solamente la cantidad de aire atrapado que se encuentra en el concreto; para lograr este objetivo recurriremos al Reglamento ACI que hace recomendaciones de aire atrapado que se encuentra en el concreto en función del tamaño máximo agregado tal como se muestra en la Tabla N° 6.2.

De acuerdo a la granulometría, puede observar que el tamaño máximo de piedra constituyente del hormigón es 75 mm., por lo tanto escogemos un contenido de aire de 1.5%.

3.1.3. VOLUMEN DE PIEDRA EQUIVALENTE AL 30%.

Existe una recomendación en el reglamento mexicano (Plazzola) en el que menciona que es necesario que se observe perfectamente la cantidad de piedra que se use en el concreto ciclópeo, el volumen de piedra nunca será mayor de $1/3$ del volumen total del concreto.

Esta Recomendación casi coincide con lo que se estipule en el Reglamento Nacional de Construcciones, donde se establece que el volumen de piedra necesaria que debe acompañar al concreto simple en las cimentaciones corridas, debe ser del 30% del volumen total. Basándose en esta última norma, hemos determinado el volumen de piedra requerida para los especímenes de ensayo. El método de medición se detalla en la sección respectiva.

3.1.4. METODOS DE PROPORCIONAMIENTO.

Normalmente se presenta dos métodos para seleccionar las proporciones de mezclas de concreto, preparados con agregados de densidad normal y que permitan adecuada trabajabilidad. Estos métodos proporcionan una primera aproximación de las cantidades necesarias de materiales, que han de usarse

en determinada mezcla; sin embargo, estas cantidades pueden ser comprobadas en el laboratorio mediante coladas de prueba.

- a) Método de los Pesos. Cuando se trata de concreto normales, generalmente el peso unitario de concreto fresco es conocido con relativa aproximación, datos que se obtienen de experiencias previas realizadas en el laboratorio con los materiales que han de ser utilizados en obra.

También es necesario conocer algunas características de los agregados, tales como módulo de finura tanto de la grava como arena, tamaño máximo del agregado grueso y volumen del concreto, para diferentes módulos de finura. Todos estos datos se encuentran tabulados en forma ordenada, en las tablas de diseño que no permiten calcular las proporciones de los ingredientes y las cantidades de los mismos.

Sin embargo, para concreto simple con piedra desplazadora no se encuentran tabulados los datos arriba mencionados, por lo tanto este método no será aplicado para el presente estudio.

- b) Método de los Volúmenes Absolutos. Este procedimiento es el más exacto para determinar la cantidad de materiales a usarse en el concreto, por que implica el empleo de los volúmenes desplazados por los ingredientes o volúmenes absolutos de los mismos.

Considerando todos estos antecedentes los datos para nuestro diseño son los siguientes:

- a. Proporcionamiento : 1:10 + 30% de P.G. máximo 6 pulgadas
- b. Proporcionamiento : 1:10 + 30% de P.G. máximo 8 pulgadas.
- c. $A/C = 0.80$
- d. Aire atrapado = 1.5%
- e. Peso específico del cemento 3.15
- f. Peso volumétrico del hormigón seco = 1523 Kg/m^3 .

- g. Peso específico del hormigón = 2.630.
- h. Absorción del hormigón = 4.882%.
- i. Contenido de humedad = 1.524%

3.1.5. PROCESO DEL DISEÑO DE MEZCLAS

Paso N° 1. Volumen en base da una bolsa de cemento (volúmenes aparentes)

Cemento	1 pie ³
Hormigón	10 pie ³

Paso N° 2. Pesos secos de los materiales por bolsa de cemento.

Cemento	42.50 kg.
Hormigón	10 x 1523/35.315 = 431.261 Kg.
Agua de diseño	42.50 x 0.80 = 34.00 litros.

Paso N° 3. Pesos húmedos de los materiales por bolsa de cemento.

Cemento	=	42.50 kg.
Hormigón	=	431.261 x 1.01524 = 437.830 Kg.
Agua efectiva	=	34 - $\frac{1.524-4.882}{100} \times 431.261$
	=	48.47 litros

Paso N° 4. Volúmenes absolutos de los materiales por bolsa cemento.

Vol. de Cemento	=	42.50/3150 = 0.0134920
Vol. de Hormigón	=	431.261/2630 = 0.1639775.
Vol. de Agua	=	34/1000 = 0.03400
Sumatoria de volúmenes	=	0.2114695 m ³ (a)

Se sabe además que:

- Volumen de aire atrapado	=	1.5%... Vol. = 0.015 m ³
- Volumen de piedra	=	<u>30.0%.. Vol. = 0.300 m³</u>
		= 0.315 m ³

Si en un metro cúbico de concreto ciclópeo existe un volumen de 0.315 m^3 ocupado por el aire y por la piedra, en consecuencia, el volumen neto ocupado por el concreto simple será:

$$\text{Vol. Concreto simple} = 1.000 - 0.315 = 0.685 \text{ m}^3 \dots (b)$$

El volumen (a) obtenido por la suma de los volúmenes absolutos del cemento, hormigón y agua, es el que será abastecido por una bolsa de cemento, luego mediante una regla de tres simple lograremos obtener la cantidad de cemento para un m^3 de concreto de la siguiente manera:

$$\begin{array}{l} \text{Si } 0.2114695 \text{ m}^3 \text{ requiere } 1 \text{ bolsa} \\ \phantom{\text{Si }} 0.685 \text{ m}^3 \text{ requiere } x \text{ bolsas} \end{array}$$

$$x = 0.685 / 0.2114695 = 3.24 \text{ bolsas de cemento}$$

luego 1 m^3 de concreto simple necesitará 3.24 bolsas de cemento.

Paso N° 5. Cantidad de materiales por m^3 .

$$\begin{array}{l} \text{Cemento} \qquad \qquad \qquad 3.24 \text{ bolsas} \\ \text{Hormigón Húmedo} = 3.24 \times 437.83 = 1418.569 \text{ kg.} \\ \text{Agua } 3.24 \times 48.47 = 157.04 \text{ litros} \end{array}$$

Paso N° 6. Materiales para el espécimen de 0.30 m^3 .

$$\begin{array}{l} \text{Cemento} \quad : \quad 3.24 \times 0.30 = 0.972 \text{ bolsas} = 41.31 \text{ kg.} \\ \text{Hormigón} \quad : 1418.569 \times 0.30 = 425.57 \text{ kg. (Húmedo)} \\ \text{Agua efectiva} : 157.04 \times 0.30 = 47.112 \text{ litros} \end{array}$$

Paso N° 7. Cantidad de materiales para los especímenes cilíndricos.

- Volumen de un espécimen cilíndrico
 - Diámetro = 0.30 m.
 - Altura = 0.40 m.
 - Volumen = 0.0282744 m^3 .
- Volumen para tres especímenes cilíndricos.
 - Volumen = $3 \times 0.0282744 \text{ m}^3$.

- Cantidad de materiales para los tres especímenes.
 - Cemento = $3.24 \times 0.0848232 = 0.2748$ bolsas
 - = 11.680 kg.
 - hormigón = $0.0848232 \times 1418.569 = 120.327$ Kg.
 - Agua efectiva = $0.0848232 \times 157.04 = 13.3206$ litros.

Es preciso hacer mención que este procedimiento se ha seguido en todos los diseños de mezclas que se han efectuado, tanto para el uso de la piedra de 6 pulgadas como máximo, cuanto para la piedra de 8 pulgadas como máximo, diseños en los cuales la única variable modificada fue el contenido de humedad del hormigón.

3.1.6. MEZCLADO DE CONCRETO.

En toda obra de gran importancia, se realiza el control de calidad del concreto y la dosificación y mezclado se llevan a cabo en plantas dosificadoras y mezclando los materiales en camiones mezcladores y en otros casos en máquinas mezcladoras; sin embargo, en construcciones pequeñas la dosificación y mezclado se llevan a cabo en el mismo lugar de la obra.

La principal finalidad del mezclado es producir una mezcla íntima de cemento, agua, áridos y/o posibles aditivos. La uniformidad de estas masas se logra con los elementos arriba mencionados, por ejemplo, en mezcladoras de tambor giratorio, el tiempo mínimo de mezclado es un minuto; para máquinas de tambor giratorio superior a 750 litros de capacidad se adicionará 15 segundos por cada 375 litros más.

Para nuestro caso, la mezcla se ha realizado en forma manual haciendo uso de dos palas y sobre una superficie limpia. Los pasos que se han realizado se indican en el próximo capítulo.

3.1.7 SELECCIÓN DEL AGREGADO GRUESO (PIEDRA DESPLAZADORA)

Bajo el nombre de piedras de construcción se las denomina a estos materiales y que se los emplea tal como se encuentran en la naturaleza, es decir sin otra manipulación que las operaciones realizadas en su extracción.

Las cualidades que deben poseer las piedras de construcción son: durabilidad, resistencia y baratas. Si consideramos a las piedras desde el punto de vista estructural, éstas deben ser duras, densas, compactas y de textura uniforme.

Otras de las cualidades que deben presentar las piedras de construcción, será la de no presentar ojos o venas, que estén fuertemente cementadas en la masa.

Las piedras de construcción deben resistir la acción del calor o del frío, lluvias, heladas, aire y otros agentes perjudiciales a ellas.

La piedra de construcción deberá soportar muchos años sin desintegrarse.

3.1.7.1 SELECCIÓN DE LA PIEDRA PARA NUESTRO ESTUDIO

Para que un concreto ciclópeo pueda garantizarnos una resistencia adecuada y confiable; a parte del buen comportamiento que nos arroje el concreto simple, es necesario que la piedra desplazadora también nos garantice una buena resistencia de tal suerte que el resultado final de este conjunto de materiales ponga a disposición un concreto ciclópeo resistente.

Es obvio también, que si deseamos un concreto ciclópeo de buena calidad, el agregado grueso (piedra desplazadora) debe superar en todo instante a la resistencia del concreto simple, caso contrario la poca confiabilidad de resistencia que se ha de tener del elemento diseñado, conducirá a una falla inminente.

Como se mencionó en la sección referente a la composición mineralógica de los materiales de la cantera del Río Huallaga, éstos en su mayor parte son calizas y por lo tanto este es el tipo de piedra que predomina en nuestro diseño.

3.1.7.2. EXIGENCIAS QUE DEBEN CUMPLIR LAS PIEDRAS DE CONSTRUCCION

Los materiales que nacen en la cantera del Río Huallaga, han sido objeto de estudios referentes a propiedades tales como: absorción, contenido de humedad, peso volumétrico, peso específico, abrasión, granulometría, pero en ningún instante se han realizado estudios sobre el comportamiento de resistencia a compresión, flexión, corte, tracción diagonal, etc. por razones de que en nuestro laboratorio no existe el equipo necesario; sin embargo, a lo largo de muchos años de experiencia de los profesionales en la construcción, ratifican que el agregado de este Río es el de mejor calidad que se encuentra en nuestra zona y que además consideran una resistencia de 2 a 3 veces la resistencia del concreto de más alta calidad que se haya fabricado en San Martín.

3.1.7.3. PIEDRA DESPLAZADORA USADA EN LOS ESPECIMENES

Es muy frecuente constatar en nuestro medio que cuando se solicita piedra para cimientos, el proveedor no hace ningún miramiento en el tamaño de este material, tal vez esto se deba a que los constructores pocas veces hacen respetar la especificación del tamaño máximo de la piedra; estas circunstancias permite que la persona que está encargada de llenar los cimientos, no considere especificación alguna y utilice la piedra que está a su disposición.

También es frecuente que los tamaños de piedra que son depositados en obra, varían de 6 a 12 pulgadas o un poco más, lo que permite que en cada acarreo de piedra un 85 a 90% de este material esté constituido por tamaños de piedra no especificadas.

La piedra seleccionada se lo midió haciendo uso del principio de volúmenes desplazados, se les descartó la posibilidad de tener la superficie sucia y en estado de saturación con superficies secas se los introdujo en los especímenes.

La razón por la que las piedras deban estar saturadas superficialmente secas, es que de esta manera no restarían el agua de mezclado; caso contrario estarían alterando la relación agua cemento estipulada.

3.1.8. METODOS DE DETERMINACION DEL 30% DE VOLUMEN DE PIEDRA

Cuando se proyecta una cimentación corrida de concreto simple, como especificación técnica se recomienda la dosificación de 1:10 + 30% de piedra grande, con tamaño máximo de 6 pulgadas; sin embargo, al momento del llenado de las zanjas de los cimientos, esta especificación técnica no se cumple, ni en lo referente a la dosificación de la mezcla, pues ocurre tal como se ha mencionado anteriormente. También se puede añadir a esto, que tampoco se cumple la especificación de la piedra es decir de no ser mayor de 6"; este total desacato de lo especificado surge por algunos de los factores siguientes:

- a) Una cimentación corrida de concreto simple, para el constructor (salvo excepciones), no es una estructura que pueda competir en importancia con los elementos estructurales como una viga, columna, aligerado, etc, situación que no debe considerarse así.
- b) Generalmente el llenado de las zanjas se lo deja en manos de un albañil o maestro de obra, personas que excepcionalmente están enteradas del funcionamiento y comportamiento de la cimentación corrida; esta circunstancia acarrea el hecho de tener que introducir a las zanjas un concreto mal dosificado y mal mezclado, acompañado de piedra rodeada de tierra, arcilla, etc, con tamaño que excede a lo especificado. Por lo tanto es necesario capacitar a este personal, por ser indispensable.

En tal sentido, el presente capítulo pretende analizar algunas formas de determinación del 30% de piedra que debe introducirse en la cimentación; claro

está que esto se puede lograr en forma exacta en el laboratorio pero alcanzaremos las formas prácticas que se aproximan a lo detectado en el laboratorio.

3.1.8.1.DETERMINACION DEL 30% DE PIEDRA EN EL LABORATORIO (METODO DEL VOLUMEN DESALOJADO)

Los especímenes de ensayo ya sea de forma prismática o cilíndrica, nos permitan encontrar su volumen exacto y por lo tanto, el porcentaje solicitado para la piedra. Para tal efecto, se hizo uso de un cilindro cuyo diámetro es conocido (0.725 metros)

Dentro del cilindro se fija un nivel de 0.00 centímetros de referencia, ubicado a una altura tal que nos permita introducir la piedra y observar el volumen de desalojo. Si el volumen del espécimen es:

$$\begin{aligned}\text{Vol. Espec. Prismático} &= 0.50 \times 0.40 \times 1.50 \\ &= 0.30 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Entonces el 30% de este volumen será:

$$\text{Vol. (30\%)} = 0.30 \times 0.30 = 0.09 \text{ m}^3.$$

Este volumen dentro del cilindro tendrá una altura susceptible de medición y calculada de la siguiente manera:

$$\text{Vol.} = \frac{\pi D^2 h}{4}$$

$$h = \frac{4 \text{ Vol.}}{\pi D^2}$$

DATOS:

$$\text{Vol.} = 0.09 \text{ m}^3$$

$$D = 0.725 \text{ m}$$

LUEGO:

$$h = \frac{4 \times 0.09}{\pi (0.725)^2}$$

$$h = 0.218 \text{ m } \text{ ó } h = 21.8 \text{ cm.}$$

Esta altura es medida a partir del nivel 0.00 cm. Previo al ensayo se satura la piedra con agua, para evitar que absorbe el agua del cilindro. Aseguramos que no ocurra este fenómeno, procedemos a introducir la piedra hasta alcanzar el nivel de 21.8 cm. De esta manera quedaba determinado el 30% del volumen de piedra para los especímenes prismáticos, mediante el volumen desalojado medido en el laboratorio.

No dudamos en asegurar que este método representa el más exacto respecto a otros y por lo tanto este procedimiento nos servirá para poder comparar los otros métodos de medición y luego establecer los porcentajes de variación.

El método antes mencionado constituye por lo tanto el método exacto de determinación del 30% por volúmenes.

3.1.8.2. METODO ANALITICO POR PESOS (PROMEDIOS)

Este método se basa en el uso de una propiedad física de la piedra, nos referimos al peso específico de la misma.

Como sabemos, el tener que obtener el peso específico de la piedra, implica conocer en forma más o menos aproximada el valor de la relación de su peso (peso de las partículas) a su volumen. Pero también sabemos que estos elementos no necesariamente tienen la misma composición química y mineralógica, por lo tanto, varias muestras y con el mismo volumen no necesariamente tendrán que arrojar el mismo

peso, en tal sentido, este método también obtenido en el laboratorio es menos exacto que el mencionado anteriormente.

El muestreo se realizó usando piedra seca a la que mediante cálculo se le determinó su volumen y su peso, conociendo su peso específico; de la siguiente manera:

DATOS:

Vol. del Espec. Prismático	=	0.30 m ³
30% de volumen del espec.	=	0.09 m ³
Peso específico	=	2.43

CALCULO:

Peso de la piedra	=	Peso específico por vol.
Peso de piedra	=	2430 x 0.09 (kg/m ³ x m ³)
Peso de piedra	=	218.7 kg.

Tomando este peso único, medido 5 veces y utilizando el método de volumen de agua desalojada se obtuvieron los volúmenes que a continuación se muestra:

TABLA N° 7.1

Muestra N°	Peso Kg.	Volumen m ³	Porcentaje que representa (%)	Exceso (%)
1	218.70	0.1189	39.63	9.63
2	218.70	0.1233	41.10	11.10
3	218.70	0.1141	38.03	8.03
4	218.70	0.1214	40.47	10.47
5	218.70	0.1205	40.17	10.17

Volumen promedio = 0.11964 m³

Por lo tanto, la variación de volumen en porcentaje es: 9.88%

3.1.8.3. METODOS PRACTICOS DE MEDICION DEL 30% DE PIEDRA.

a) VOLUMEN DEL 30% DE PIEDRA CONSIDERADO EL VOLUMEN DE AGUA DESALOJADA REBATIDA A N° DE CARRETRILLAS.

Lo que con frecuencia se hace en obra es trasladar la piedra en carretillas planas, desde el lugar donde se depositó la piedra hasta el lugar de la cimentación donde será utilizado. Sin embargo, este traslado de la piedra no se lo hace en forma racional, de tal forma que no da muestras de una medida, si no que este traslado se ejecuta con la finalidad de acercar la piedra un poco más al lugar del uso, de modo tal que se sugiere indicios de medición volumétrica; pues ésta es amontonada para ser arrojada al libre criterio del que está a cargo del llenado de zanjas.

Aprovechando la presencia de este tipo de movilidad, (que es común) hemos creído conveniente dar uso racional de medida de la piedra, mediante esta carretilla.

Para lograr este objetivo, hemos tomado una unidad de medida de volumen de concreto simple, tal como medio metro cúbico de concreto y hemos procedido de la siguiente manera: Para una cimentación corrida de sección normal e 0.50 x 0.40 m. y para un volumen de $\frac{1}{2} \text{ m}^3$ de cimiento, se ha obtenido una longitud de zanja de:

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= 0.50 \text{ m}^3 \\ \text{Sección} &= 0.50 \times 0.40 \text{ m.} \\ \text{Longitud} &= L \end{aligned}$$

$$L = \frac{0.50}{0.50 \times 0.40}$$

A continuación hemos determinado el 30% de volumen de piedra mediante el sistema de volumen de agua desalojada.

Vol. (30%) = $0.30 \times 0.50 = 0.15\text{m}^3$. Este es el volumen de piedra necesario para 0.50 m^3 de concreto.

Determinado el muestreo se comenzó a llenar las carretillas con la cantidad de piedra que arrojaba el 30% de volumen solicitado, estableciéndose el cuadro siguiente:

TABLA N° 7.2

Muestra N°	Volumen (m ³)	N° de Carretillas
1	0.15	4
2	0.15	4
3	0.15	4
4	0.15	4
5	0.15	4

Como se puede observar este procedimiento no presenta variación alguna en el número de carretillas que arroja el volumen de 0.15 m^3 .

Se debe tener en cuenta que en este procedimiento el llenado de las carretillas se hizo de tal manera que las piedras van colocadas en dos capas, dando la apariencia de estar enrasadas y sin presentar acumulaciones en el centro o en los costados. Dejamos constancia, que para lograr esta uniformidad, las piedras fueron colocadas buscándoles un relativo acomodo dentro de la tolva de la carretilla.

Mediante este procedimiento hemos comprobado que si para medio metro cúbico de volumen de concreto se han utilizado 4

carretillas con piedra de la forma antes mencionada; entonces una carretilla abastecerá cómodamente un octavo de m^3 de concreto, o lo que es lo mismo, bajo la hipótesis de cimiento normal servirá para abastecer una longitud de cimiento equivalente a:

$$\begin{aligned} \text{Volumen } 1/8 \text{ de } m^3 &= 0.125 m^3. \\ \text{Sección} &= 0.50 \times 0.40 = 0.20 m^2 \\ \text{Longitud} &= L \\ L &= 0.125/0.20 = 0.625 m. \end{aligned}$$

Entonces un uso racional de este método en obra será depositando cada 0.625 m. una carretilla con piedra para una cimentación de sección: $B = 0.40m.$ y $H = 0.50m.$

b) 30% DE VOLUMEN DE PIEDRA MEDIDO EN CARRETILLAS Y REBATIDAS A VOLUMEN DE AGUA DESALOJADO.

Como estamos tratando de establecer un método viable que nos permita recomendar en obra, deseamos encontrar el grado de variación que sufre la medición del 30% de piedra con carretillas al ser comparadas con el método exacto del laboratorio (Volúmenes desalojados) y de este modo, determinar su aceptabilidad. Este método nos arrojó los siguientes resultados, tomando como antecedente la unidad de medida equivalente a $\frac{1}{2} m^3$ de concreto.

TABLA N° 7.3

Muestra N°	N° Carretillas	Volumen (m ³)
1	4	0.2369
2	4	0.2534
3	4	0.2175
4	4	0.2200
5	4	0.2249

El volumen promedio arrojado es de 0.2305 m³.

Si el 30% de volumen de ½ m³. es 0.15 m³, entonces podemos hallar el porcentaje que representa el volumen promedio obtenido anteriormente. Esto lo logramos del siguiente modo.

$$\begin{array}{l}
 \text{Si } 100\% \text{ ----- } 0.5 \text{ m}^3 \\
 \text{X} \text{ ----- } 0.2305 \text{ m}^3. \\
 \text{X} = 46.10 \%
 \end{array}$$

Como se podrá notar el volumen promedio corresponde al 46.10% y no al 30% que es lo deseable, procediéndose un exceso de 16.1%.

Sin duda alguna, ante los resultados obtenidos, parecería que no se debería aceptar este método como medida de la piedra, sin embargo, analicemos un poco estos resultados. Combinando este método que acabamos de estudiar con el inmediato anterior, podrían lograr un reajuste que nos permita la solución al problema y lograr un grado de aceptabilidad para llevarlo a la práctica. Razones del siguiente modo:

DATOS:

a) El exceso del volumen respecto al 30% es de:

$$\text{V.e} = 0.2305 - 0.150 = 0.0805 \text{ m}^3.$$

- b) Este volumen representa una determinada longitud de cimentación normal equivalente a:

$$L = 0.0805 / (0.5 \times 0.4) = 0.4025 \text{ m.}$$

- c) Mediante el método anterior se concluyó diciendo que el volumen medido por desalojo de agua, arrojaba 4 carretillas de piedra y éstas teóricamente abastecían para 2.50 m. de longitud de cemento, entonces como el caso en estudio el más real representa el uso en obra, adoptamos el criterio siguiente: Le sumamos a los 2.50 m. de longitud de cemento, la longitud que origine el volumen excedente con lo que abastecería a una longitud de:

$$L = 2.50 + 0.4025 = 2.9025 \text{ m.}$$

Por consiguiente, si esta longitud es para 4 carretillas de piedra, para una carretillada será suficiente una longitud de:

$$L = 2.905 / 4 = 0.725 \text{ m.}$$

Este reajuste nos lleva a opinar que para cada 0.725 m. de cemento de sección: 0.40 x 0.50 m., se depositará una carretillada de piedra en la forma específica.

3.1.9. METODO DE SUGERENCIA PARA OBRA

El método que debe emplearse en obra, será aquel que en lo posible no retarde el llenado de las zanjas, que no aumente el costo de la obra y que haga uso de las herramientas de trabajo indispensable. Como elementos de transporte y de medición nos referimos a las carretilladas de plato o carretilladas estándar o de 2' cúbicos. Serán pues estas carretilladas, las que solucionarán el problema de la medición del 30% de piedra en las cimentaciones corridas.

Cada carretilla será llenada en 2 capas, las piedras al ser cargadas en las carretillas deberán ser arregladas un poco, pero lo suficiente como para no tardarse en el llenado. Llenas las carretillas éstas deberán depositarse a cada 0.75 m. de longitud, distancia que es más razonable considerar que la otra establecida en forma teórica de 0.725m.

Aclaremos que la sección de cimiento con la que se está trabajando es de 0.40 x 0.50.

3.2. ELABORACION DE ESPECIMENES

3.2.1 Elaboracion de Especimenes.

Se han elaborado especímenes de dos tipos:

- a) Especímenes cilíndricos de 0.30m. de diámetro x 0.40 metros de altura.
- b) Especímenes prismáticos de 0.40 x 0.50 x 1.50 m., para la prueba flexión.

La elaboración de estos especímenes fue realizado haciendo uso del siguiente material y equipos:

- Cemento Portland tipo I (Pacasmayo)
- Hormigón, piedra grande d6" y 8", agua potable.
- Una balanza con capacidad de 20 kg.
- Tapas para pesar los materiales
- Una probeta graduada
- Aceite quemado
- Palanas y badilejo
- Moldes cilíndricos
- Cono de Abrahams para la prueba de revestimiento.
- Wincha de acero y una varilla de acero de 0.60 m. de longitud y con diámetro de 5/8 de pulgada.

Una vez controlado el contenido de humedad se procedió al diseño de mezclas. Determinadas las cantidades de materiales (cemento, hormigón, piedra y agua) se depositó en una superficie no absorbente el hormigón y el cemento para realizar la mezcla en estado seco. Auxiliados de dos palanas se hicieron 4 revueltas de los dos materiales, con el fin de lograr una distribución uniforme de éstos.

Se formó un tronco de cono con la mezcla seca y abriendo un orificio en la parte superior se procedió a añadir agua de tal manera que al final, añadida toda el agua se obtuvo la mezcla de concreto.

Se controló el revenimiento por medio del Cono de Abrahams y de este modo se pudo observar los asentamientos que producían las mezclas de concreto.

En la siguiente tabla estipulamos algunos asentamientos recomendados para diversos tipos de estructuras.

TABLA N° 8.1

ASENTAMIENTOS RECOMENDADOS PARA DIVERSOS TIPOS DE ESTRUCTURAS

Tipo de Estructura	Asentamiento	
	Máximo	Mínimo
- Zapatas y cimentación reforzadas	3"	1"
- Cimentaciones simples y sub-estructuras de muros	3"	1"
- Vigas y muros armados	4"	1"
- Columnas de edificios	4"	1"
- Pisos y pavimentos	8"	1"
- Concreto ciclópeo	8"	1"

Cuando se utiliza otro método de consolidación diferente al vibrado, el asentamiento puede incrementarse en una pulgada, por lo tanto en nuestro caso puede utilizarse un asentamiento de aproximadamente 8 cm. como máximo. Pero es evidente que en la práctica, se producen asentamientos hasta 15 cm.

En la tabla que a continuación mostramos se observan los límites permisibles sobre la trabajabilidad.

TABLA N° 8.2

CONSISTENCIA	ASENTAMIENTO	TRABAJABILIDAD
Seca	0" a 2"	Poco trabajable.
Elástica	3" a 4"	Estado óptimo trabajable
Húmeda	mayor que 5"	Muy trabajable

Si hacemos observación a estos valores, el asentamiento permisible que hemos tomado como referencia, líneas arriba, esta dentro del rango del estado óptimo trabajable.

En las pruebas de revenimiento que se han realizado, los asentamientos fluctúan entre 8.5 cm. y 9 cm, resultados que se aproximan a los valores recomendados en las tablas anteriores.

Antes de concluir este capítulo, definamos los conceptos de consistencia y trabajabilidad.

Consistencia. Es aquella propiedad del concreto fresco que está en relación directa con el grado de humedecimiento de la mezcla, determinado de acuerdo al mayor o menor contenido de agua, de tal modo, que esta propiedad distingue tres estados de consistencia: mezclas secas, plásticas y húmedas.

La consistencia de la mezcla está definida por el asentamiento, considerándose como buenas, las mezclas plásticas.

Definamos ahora lo que es plasticidad. Plasticidad de la mezcla viene a ser la capacidad de ésta para resistir el moldeo sin agrietamiento.

Trabajabilidad. Como habíamos mencionado anteriormente, es la propiedad del concreto fresco que determina la facilidad con que este puede ser colocado y acabado sin la presencia de segregación y exudación durante estas operaciones. Sin embargo la trabajabilidad es un fenómeno relativo, pues con frecuencia se

utiliza este término cuando se construyen elementos como: vigas, columnas, muros, etc, porque solo así es posible que estos elementos, por tener dimensiones reducidas, podrán ser bien vibradas y acabadas, pero la trabajabilidad en cimentaciones corridas de concreto ciclópeo no tienen casi sentido, puesto que las dimensiones del cimiento permiten colado, vibrado y compactado sin mayores problemas y además un cimiento no necesariamente exige un acabado.

El ACI, define a la trabajabilidad como la propiedad del concreto fresco que determina la facilidad y homogeneidad con la cual este material puede ser mezclado, colado, compactado y acabado.

La ASTM, lo define como la propiedad que determina el esfuerzo requerido para manejar una cantidad de concreto recién mezclado con el mínimo de pérdida de homogeneidad.

A nuestro criterio, la trabajabilidad lo podemos definir de la siguiente manera: como la propiedad del concreto fresco que determina su capacidad de ser colocado, determinando el grado de compactación y acabado.

Finalmente concluimos diciendo que el concreto obtenido con los ingredientes previamente calculados fue colocado en los encofrados y moldes cilíndricos respectivamente.

- Transporte del Concreto. Generalmente en las obras, el transporte del concreto se lo realiza mediante el uso de carretillas. Pero el principal peligro existente durante este transporte es la segregación. Los componentes individuales del hormigón tienden a separarse como consecuencia de su diversidad de tamaños. En el concreto excesivamente rico en agua e inmóvil en recipientes encofrados, los componentes más pesados tienden a sedimentarse y los materiales más ligeros, particularmente el agua; tienden a subir produciéndose la exudación.

El peligro de segregación ha hecho que se abandonen algunos medios de transporte anteriormente muy utilizados, como las canaletas o las cintas transportadoras, a favor de métodos que reducen al mínimo esta tendencia.

Este fenómeno, en nuestro caso no se ha producido debido a que la distancia recorrida ha sido muy corta.

- Colocación del Concreto y Compactación. Es el proceso de hacer pasar el concreto fresco desde el sistema de transporte hasta su emplazamiento final en los encofrados. Antes de colocarse el concreto se eliminarán todos los elementos extraños que se encontraban dentro de los moldes. La colocación y compactación tienen gran importancia por su efecto en la calidad final del concreto, una colocación adecuada debe evitar segregación y exudación.

El llenado de los moldes se llevó a cabo con una lata y con una palana procurando en todo instante una caída vertical del concreto. Después de colocar una capa de concreto de aproximadamente 5 cm. se compactó en forma uniforme luego se dispuso la piedra de tal manera que estas distaban entre sí unos 4 cm. aproximadamente y ubicadas en filas; a continuación se le colocó otra capa de concreto se lo compactó, luego otra capa de piedra y así sucesivamente hasta terminar con los materiales.

En obra se acostumbra dejar piedras sobre salidas en las superficies del cimiento, a cierta distancia, para lograr el amarre con el sobrecimiento.

3.2.2 CURADO DE ESPECIMENES

El 30% de la resistencia o más puede perderse por un secado prematuro del concreto, pudiéndose perder proporciones similares de la resistencia si se permite que el concreto bajo una temperatura de 5°C o menor, durante los primeros pocos días de haber sido colocado; a menos que se mantenga el concreto continuamente húmedo durante un largo tiempo después del descenso de temperatura. Para evitar estos peligros, el concreto debe protegerse de la pérdida de humedad al menos durante los primeros 7 días consecutivos, y si son trabajos más delicados hasta los 14 días.

El curado puede lograrse manteniendo las superficies visibles, continuamente mojadas por riego, formando estanques, cubriéndolos con sacos húmedos o medios semejantes.

Además del aumento de resistencia el curado adecuado ofrece mejor control de la retracción.

En el presente estudio se utilizó un curado mediante riego intermitente y directo, tal vez con el propósito de acercarnos a lo que se da en obra.

Este riego se inició inmediatamente después que la superficie del concreto se mostraba lo suficientemente dura, de modo, que al caer el agua, ésta no le producía poros.

El curado se inició al segundo día de llenado los moldes y se efectuó durante los primeros doce días, 3 veces diarias y cada operación duró de 10 a 15 minutos.

Durante el curado se debe tener presente dos factores climáticos como son: La temperatura y la humedad relativa.

4.1. ENSAYO DE ESPECIMENES

Como es de conocimiento, el objetivo principal del estudio del comportamiento del concreto es la obtención de la relación acción –respuesta, del material bajo la gama total de solicitaciones a que puede quedar sujeto. Estas características acción-respuesta puede describirse claramente mediante curvas esfuerzo – deformación de especímenes de ensayo, bajo distintas formas o en todo caso bajo aquellas más importantes que tienen incidencia en determinada estructura.

Si se trata de ensayar especímenes, en este caso; el esfuerzo es comúnmente una acción ejercida en el espécimen y la deformación una medida de respuesta. Sin embargo, se debe tener en cuenta que en algunos casos, como por ejemplo en asentamientos y contracciones, esta relación se invierte, es decir las solicitaciones quedan medidas por la deformación y la respuesta está representada por los esfuerzos respectivos.

Para conocer el comportamiento del concreto simple es necesario determinar las curvas esfuerzo-deformación, correspondientes a los distintos tipos de acciones a que puede estar sujeto. En el caso más general, sería necesario analizar todas las combinaciones de acciones a que puede estar sujeto un elemento.

Hasta la fecha, a nivel internacional sólo se han establecido las relaciones de esfuerzo-deformación, para las acciones más comunes, así por ejemplo, se han hecho estudios sobre el concreto sujeto a estados uniaxiales de compresión.

En el presente trabajo, los estudios se realizarán para estados triaxiales de compresión, a efectos de cortante y a los de flexión.

También se sabe que la calidad de los materiales producidos en fábrica, como el acero laminado, el acero corrugado, etc, están garantizados por el fabricante y además están

bajo un control sistemático de calidad, especificado usualmente mediante las adecuadas normas ASTM. El concreto en cambio se produce en la obra o cerca de ella y su calidad final es afectada por cierto número de factores que inciden en la segregación del mismo, como son: calidad del cemento, calidad de los agregados, obtención de la relación agua-cemento, mezclado, colocación, manipuleo, compactación y curado.

Es así, que nosotros pretendemos dar un alcance acerca de las resistencias probables que pueden arrojar las cimentaciones corridas de concreto simple con piedra desplazadora.

4.1.1. ENSAYO DE COMPRESION DE ESPECIMENES CILINDRICOS ESTANDAR. Como se ha mencionado anteriormente, el concreto es un material pétreo, artificial obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados constituyendo un material heterogéneo.

El concreto sin refuerzo, ya sea solamente simple o concreto simple con piedra grande, es resistente a la compresión pero es débil a la tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural, al menos hasta el momento así se lo considera.

Los ensayos del concreto simple en masa con el aditivo de piedra grande, aún no esta muy normalizada, esto es, no existe especificaciones aceptadas universalmente sobre que tipo de especímenes se debe realizar los ensayos a compresión. Por lo común, se usan tres tipos: cilíndricos, cubos y prismas. En nuestro país y en numerosos países se usan cilindros con una relación de esbeltez igual a dos.

Para las pruebas a compresión de concreto fabricado en masa donde se emplea agregados de gran tamaño (6" a 8" de diámetro), se usan cilindros de 30 cm. de diámetro por 60 cm. de altura, o también cilíndricos de 60 cm. de diámetro por

120 cm. de altura y generalmente las resistencias mecánicas se determinan a los 28 días de edad del concreto.

En muchos países de Europa, se usan cubos para obtener un índice de resistencia del concreto a la compresión y las dimensiones de los cubos varían entre 10 y 30 cm. de lado. Algunas veces se utilizan prismas de concreto, ensayados con la carga paralela al eje longitudinal del prisma.

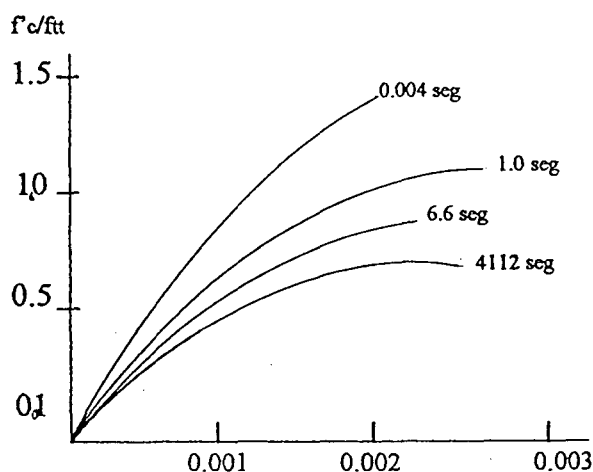
Tanto especímenes cilíndricos como cúbicos y prismáticos tienen ventajas y desventajas, pero la tendencia actual parece inclinarse hacia el uso del espécimen cilíndrico.

Para lograr una prueba a la compresión aceptable, es necesario que las cabezas de la máquina de ensayo estén totalmente en contacto con la superficie del espécimen en ambos extremos, de tal manera que la presión ejercida sea lo más uniforme posible. Las caras del espécimen que están en contacto con las del molde serán suficientemente planas para lograr una distribución satisfactoria de compresiones. Esto se logra fácilmente si el espécimen es un cilindro o un cubo, constituyendo esto una ventaja para los moldes cilíndricos y cúbicos; otra ventaja de éstos, es que nos permite gran facilidad de almacenamiento, problema que llega a tener importancia, cuando el número de especímenes es grande.

Por otra parte, los cilindros se fabrican por lo general en moldes de acero, apoyadas en una placa en su cara inferior y libres en su parte superior, donde es necesario dar un acabado manualmente, pues éstas quedan con frecuencia demasiado rugosas y para que puedan apoyarse en los cabezales en la máquina de ensayo, es necesario dar una preparación a los extremos del cilindro para poder asegurar que la presión quede uniformemente distribuida y que la dirección de la carga sea paralela al eje del cilindro. Esta operación llamado cabeceado y que consiste en aplicar un material generalmente azufre, pasta de cemento o yeso a los extremos del cilindro, nos permite producir una superficie lisa de apoyo. También puede utilizarse un material denominado Kaping CT-55, que se caracteriza por su rápido fraguado y deja superficies bastante lisa. En éste

trabajo hemos utilizado azufre como material para enrasar las superficies de los especímenes, las cuales se dejarán secar durante media hora.

4.1.1.1. EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CARGA. En las pruebas a la compresión de los especímenes de concreto se debe tener muy en cuenta la velocidad con que se aplica la carga. Los investigadores en el campo que corresponde al control de calidad del concreto, han efectuado diversas pruebas a compresión, aplicándolos distintas velocidades de carga, obteniéndose los resultados en: "Curvas Típicas bajo cargas de corta duración", estas curvas se representan en la figura 9.1.



Estas curvas corresponden a ensayos efectuados en un tiempo relativamente corto, del orden de unos minutos desde la iniciación hasta el colapso. Esta figura muestra los resultados de ensayos cilíndricos, realizados a distintas velocidades de carga. En estos tipos se aplicó la carga a una velocidad constante y se midió el tiempo necesario para alcanzar la resistencia.

Se puede apreciar que la resistencia de un cilindro en que la carga máxima se alcanza en centésimas de segundo, es aproximadamente 50% mayor que la que alcanzó su carga máxima en 66 segundos. Por otra parte, para un cilindro en que la carga máxima se alcanza en 69 minutos, la resistencia disminuye aproximadamente en un 10%.

Para la prueba de nuestros especímenes se utilizó una velocidad de carga de aproximadamente: 100 kg/seg.

4.1.1.2._ EFECTO DE LA EDAD. Debido al proceso continuo de hidratación del concreto, este aumenta su capacidad de carga, con la edad. Este proceso de hidratación puede ser más o menos efectivo, según las condiciones de intercambio de agua con el ambiente después del colocado. Por lo tanto, el aumento de capacidad de carga del concreto, depende de las condiciones del curado, a través del tiempo.

La figura 9.2. muestra el aumento de resistencia con la edad, para Cemento Portland normal tipo I, y para Cementos Portland de alta resistencia inicial tipo III.

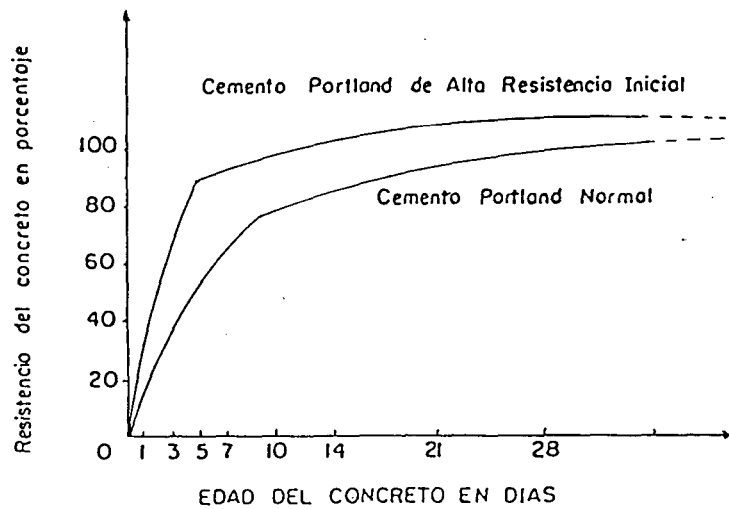


Fig. 9.2

Después de los primeros tres meses, el aumento de resistencia es relativamente pequeño. Se ha creído conveniente probar las probetas a los 28 días de edad, edad en la que el concreto ha alcanzado casi el 100% de su resistencia.

4.1.1.3. INFLUENCIA DE LA SUPERFICIE DE APOYO EN LA RESISTENCIA

A LA ROTURA POR COMPRESION. El investigador HOOL, establece que si se aplica una carga solamente sobre un área central de la superficie de apoyo de una muestra de concreto, ensayada a la compresión; la carga unitaria que admitirá, será mayor que si la aplicación se hubiese hecho en la totalidad de la superficie. Esto se debe a que las partes exteriores ayudan a las interiores a resistir el esfuerzo. El hecho quedó demostrado por los ensayos realizados por la Boston Elevated Raiwald Company se rompieron 36 especímenes aplicándoles cargas en la superficie de 930 cm^2 y otros tantos cubos iguales aplicándoles cargas en la superficie de 645 cm^2 . Después se rompió una tercera serie de especímenes iguales, aplicando cargas a una superficie aún menor equivalente a 426 cm^2 .

Las muestras de la segunda serie dieron resistencias unitarias de la ruptura por compresión 12% mayores que las de la primera, y las de la tercera serie 28% mayores que las de la primera. Lo que demuestra lo importante que es lograr un contacto total de la superficie de la probeta y de la máquina, para efectos de pruebas.

4.1.1.4.EFECTO DE LA RELACION AGUA-CEMENTO.

La resistencia del concreto depende de la relación agua-cemento, a mayor relación agua-cemento, menor resistencia. En la figura 9.3 se presentan curvas esfuerzo-deformación, correspondientes a distintas relaciones agua-cemento.

En esta figura puede observarse que la curva esfuerzo – deformación depende de la resistencia. Para resistencias muy bajas, la pendiente de la rama descendente es muy suave; para resistencias altas, la curva es muy pronunciada en su parte superior y la rama descendente es más corta; es notorio también que la pendiente de la tangente inicial, aumenta a medida que crece la resistencia

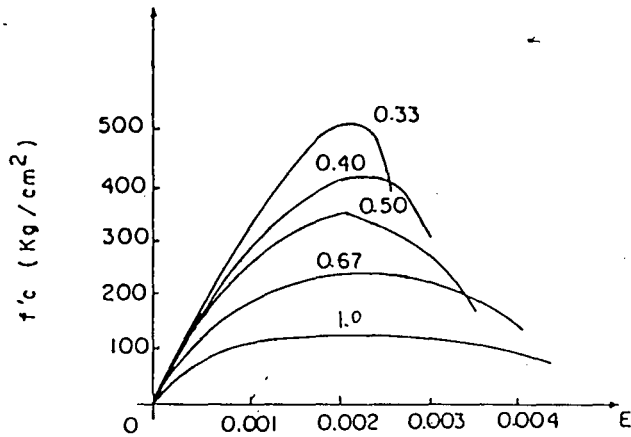


fig N° 9.3.

4.1.1.5. EFECTO DE LA ESBELTEZ Y DEL TAMAÑO ESPÉCIMEN

El efecto de la esbeltez y del tamaño del espécimen, también tienen incidencia sobre la resistencia a la compresión del espécimen. Como medida de la esbeltez, se toman la relación entre la longitud, medida en la dirección de la carga y el lado menor de un prisma o el diámetro de un cilindro. Esta relación de esbeltez, comúnmente se toma igual a dos.

Para esbelteces mayores que dos, la resistencia baja hasta llegar al 85% aproximadamente; por el contrario para esbelteces menores que uno, la resistencia aumenta en forma indefinida. Es evidente que teóricamente, para alturas nulas, la resistencia aumentaría indefinidamente.

En el presente estudio la esbeltez fue 1.33.

4.1.1.6. MODOS DE FALLA DE LOS ESPECIMENES.

Al efectuar las pruebas a la compresión es conveniente analizar los modos de falla que se dan en el espécimen, después que éstos han resistido la máxima carga. Se ha observado que los planos de falla suelen presentarse en planos casi paralelos a la dirección del eje de aplicación de la carga. Este tipo de falla se ve alterada, produciendo ciertas curvaturas poco pronunciadas, para luego tomar una dirección paralela al eje del cilindro.

La razón por la que el agrietamiento se produce en la forma primeramente mencionada, es la siguiente: La sección transversal al eje del cilindro, que es relativamente grande, permite que el concreto se expanda en forma horizontal, ahora; la presencia de las curvaturas en el plano de falla se deben a que al comenzar el agrietamiento, la falla encuentra a la piedra lo que permite que el agrietamiento continúe por la superficie de ella, para luego seguir la dirección del agrietamiento inicial. El último párrafo nos indica que el agrietamiento siempre se producirá en el concreto simple, fenómeno que está indicando que el colapso se produce por la falta de adherencia entre el concreto simple y la piedra. Así mismo, se puede precisar que en algunos casos puede fallar la piedra, pero esta fractura será micrométrica y además irreversible y que teóricamente se puede afirmar que la grieta seguirá desarrollándose, mientras la carga aumenta.

Este tipo de falla del concreto, se presenta en los especímenes que contienen piedra hasta 6", así como en los especímenes que contienen piedra hasta de 8".

En conclusión, éste tipo de falla se produce por la falta de adherencia del concreto simple con la piedra y por la falta de confinamiento de la pared lateral del espécimen.

4.1.1.7.RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE ESPECIMENES

CILINDRICOS. Los resultados que en la tabla adjunta se indican, eran de esperar, considerando que la masa de un concreto simple ha sido alterada, al incluirsele agregados de tamaño mucho mayores a los normales. Estos resultados nos conducen a tener que reflexionar en el porqué de la aparente

baja resistencia. El concreto simple que se utilizó fue fabricado para alcanzar resistencias que han de oscilar entre 100 y 140 kg/cm². Sin embargo, el 30% de su masa ha sido reemplazada por la piedra que alcanza tamaños de hasta 6" y 8". La adición de este agregado, está produciendo un aumento de discontinuidad dentro del concreto, rompiendo la cohesión que presenta un concreto simple. En el interior del concreto se puede admitir que se está dando lugar a la reacción de la piedra grande con la piedra que integra el hormigón sin que entre ellas exista masa de concreto necesaria que las separe y se mantengan fijas dentro de la masa. Este fenómeno puede ser el principal causante de la baja resistencia de este tipo de concreto.

4.1.1.8. ANALISIS DE LAS CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION. Como el concreto es un elemento utilizado especialmente para solicitaciones en compresión, la curva esfuerzo-deformación, es de fundamental interés. Esta curva se obtiene mediante el control de mediciones efectuadas mediante la prueba.

Como es de conocimiento, todas las curvas de concreto simple tienen el mismo aspecto; a éstas tenemos que adjuntar las curvas que produce un concreto simple más piedra desplazadora. Como se puede observar, estas curvas poseen características similares, es decir, que inicialmente presentan una parte casi recta y proporcional, comenzando después a curvarse hacia la derecha.

También estamos convencidos que los concretos de poca resistencia son menos quebradizos, es decir se rompen para un alargamiento máximo pero mayores que los concretos de alta resistencia. Lo primero se da en nuestro caso por ser un concreto de baja resistencia las deformaciones que se han producido en nuestras probetas llegaron hasta: 0.009 y 0.01.

Las curvas en una primera porción pretenden tomar un aspecto de recta, lo que trata de demostrar que en éste, los esfuerzos son casi proporcionales a las deformaciones. Este fenómeno se prolonga desde el inicio hasta el punto que corresponde al 40 o 50% del esfuerzo total, para luego hacer más pronunciada

su curvatura dirigiéndose a la derecha hasta alcanzar un punto máximo donde las deformaciones se siguen pronunciando sin la presencia de cargas.

4.1.1.9. MODULO DE ELASTICIDAD. Para estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración donde se pueda admitir un comportamiento elástico sin errores importantes, es necesario definir el módulo de elasticidad.

Del estudio de las curvas esfuerzo-deformación mostradas, resulta obvio que el concepto de módulo de elasticidad no tendría casi sentido en el concreto, por lo tanto es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basadas en consideraciones empíricas. Ante esta manera difícil de determinar el módulo de elasticidad, se recurre a veces en forma reiterada a aplicaciones previas de carga y descarga, con el objeto de rectificar la curva esfuerzo-deformación y de ésta manera se considera la pendiente de la curva así obtenida como el módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad es función principalmente de la resistencia del concreto y de su peso volumétrico. Para encontrar el módulo de elasticidad del concreto simple se han propuesto muchos métodos y a partir de estas variables, por ejemplo el ACI presenta la ecuación.

$$E_c = w^{1.5} \sqrt{15,000 f'_c} \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad en kg/cm^2 .

f'_c = Última resistencia a la compresión en kg/cm^2 .

w = Peso Volumétrico del concreto en tn/m^3 .

El reglamento Mexicano propone la ecuación:

$$E_c = \sqrt{10,000 f'_c} \dots\dots\dots (2)$$

Que es una ecuación aplicable únicamente para la ciudad de México

También puede calcularse con precisión fraccionable a partir de la ecuación:

$$E_c = 0.135 w^{3/2} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(3)$$

Esta última ecuación se ha obtenido ensayando concretos con valores para “w”, comprendidos entre 1,440 y 2,500 kg/m³. Para concretos normales de arena y grava, con w = 2,330 kg/m³, se obtiene:

$$E_c = 15,200 \sqrt{f'_c}$$

Para el presente estudio no haremos uso de ninguna de las fórmulas anteriores, pero para encontrar el módulo de elasticidad del concreto simple más piedra desplazadora, haremos uso de una de las recomendaciones que nos alcanza al ASTM. Pero antes hagamos observación de las curvas resultantes de cada uno de los ensayos a compresión.

TABLA 9.1.

ESPÉCIMEN CILINDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 6"-A

Carga (Kg)	Defor. (mm)	Long. (cms)	Diam. (cms)	Arena (cm ²)	Compres. (kg/cm ²)	Defor. Unitaria cm/cm.
1,000	0.28	40	30	706.86	1.4147	0.00070
2,000	0.63	40	30	706.86	2.8294	0.00157
3,000	1.09	40	30	706.86	4.2441	0.00272
4,000	1.43	40	30	706.86	5.6588	0.09367
5,000	1.85	40	30	706.86	7.0735	0.00453
6,000	2.30	40	30	706.86	8.4882	0.00975
7,000	2.53	40	30	706.86	9.9099	0.00633
8,000	2.75	40	30	706.86	11.3136	0.00690
9,000	2.97	40	30	706.86	12.7324	0.00743
10,000	3.12	40	30	706.86	14.1471	0.00780
11,000	3.40	40	30	706.86	15.5618	0.00850
12,000	3.53	40	30	706.86	16.9765	0.00883
13,000	3.76	40	30	706.86	18.3912	0.00940
14,000	4.90	40	30	706.86	19.8059	0.00980
15,000	4.02	40	30	706.86	21.2206	0.01005
16,000	4.30	40	30	706.86	23.9056	0.01075

PESO DE FALLA = 23.91 kg/cm².



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 6"

"A"

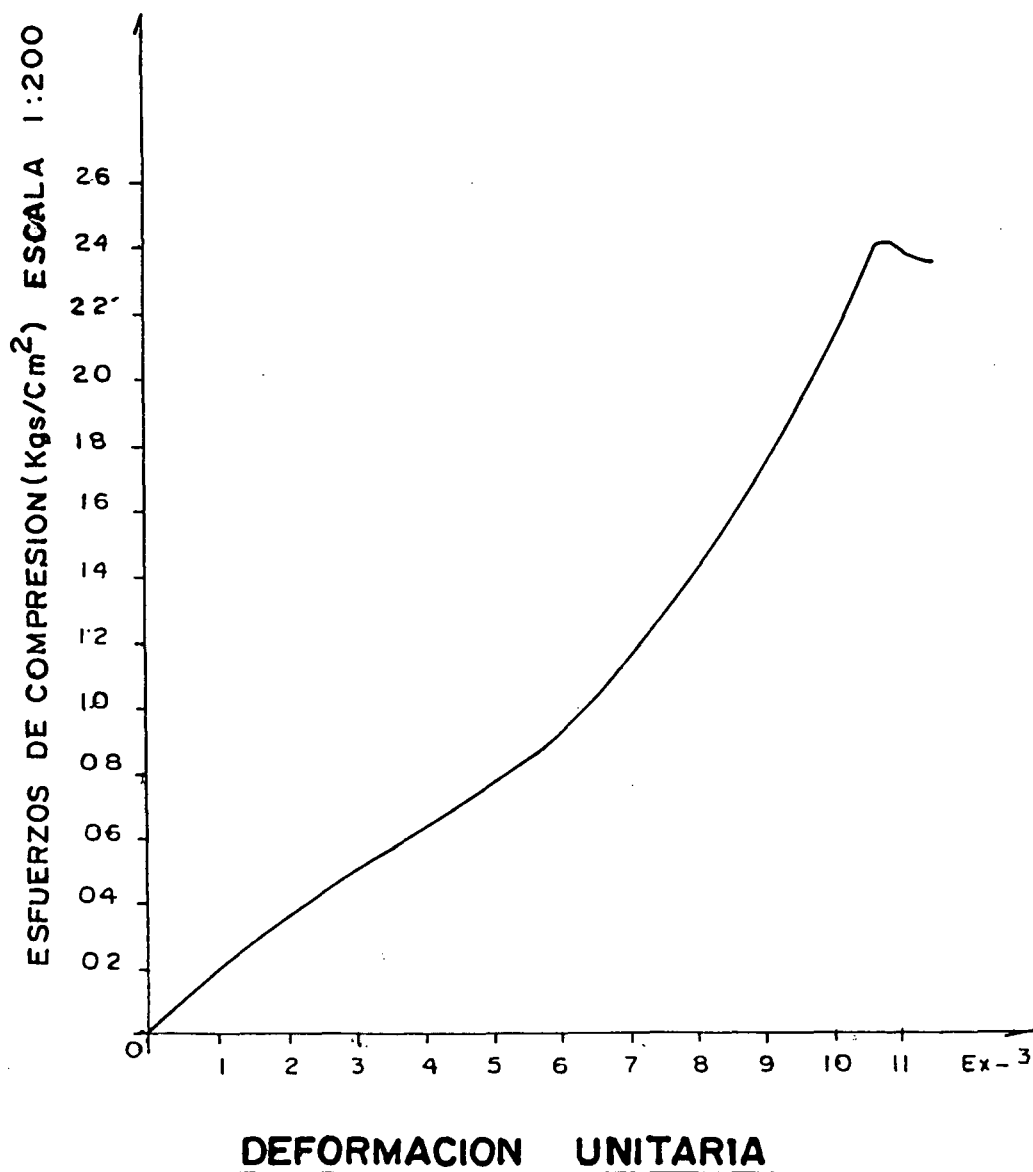
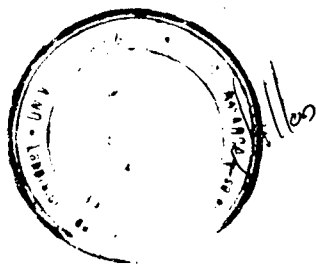


TABLA 9.2.

ESPECIMEN CILINDRICO EMPLEADO 30% DE PIEDRA DE 6"-B

Carga (Kg)	Defor. (mm)	Long. (cms)	Diam. (cms)	Arena (cm ²)	Compres. (kg/cm ²)	Defor. Unitaria cm/cm.
1,000	0.15	40	30	706.86	1.4147	0.000375
2,000	0.22	40	30	706.86	2.8294	0.001800
3,000	1.02	40	30	706.86	4.2441	0.002550
4,000	1.80	40	30	706.86	5.6588	0.003000
5,000	1.40	40	30	706.86	7.0735	0.003500
6,000	1.54	40	30	706.86	8.4882	0.003850
7,000	1.68	40	30	706.86	9.9099	0.004200
8,000	1.80	40	30	706.86	11.3136	0.004500
9,000	1.95	40	30	706.86	12.7324	0.004870
10,000	2.10	40	30	706.86	14.1471	0.005250
11,000	2.22	40	30	706.86	15.5618	0.005550
12,000	2.32	40	30	706.86	16.9765	0.005800
13,000	2.45	40	30	706.86	18.3912	0.006120
14,000	2.57	40	30	706.86	19.8059	0.006420
15,000	2.70	40	30	706.86	21.2206	0.006750
16,000	2.85	40	30	706.86	22.6353	0.007120
17,000	3.02	40	30	706.86	24.0500	0.007550
18,000	3.22	40	30	706.86	25.4647	0.008050
19,000	3.65	40	30	706.86	26.8794	0.009120
19,000	3.85	40	30	706.86	27.1620	0.009620

ESFUERZO DE FALLA = 27.16 kg/cm²



CURVAS — ESFUERZO — DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 6"

"B"

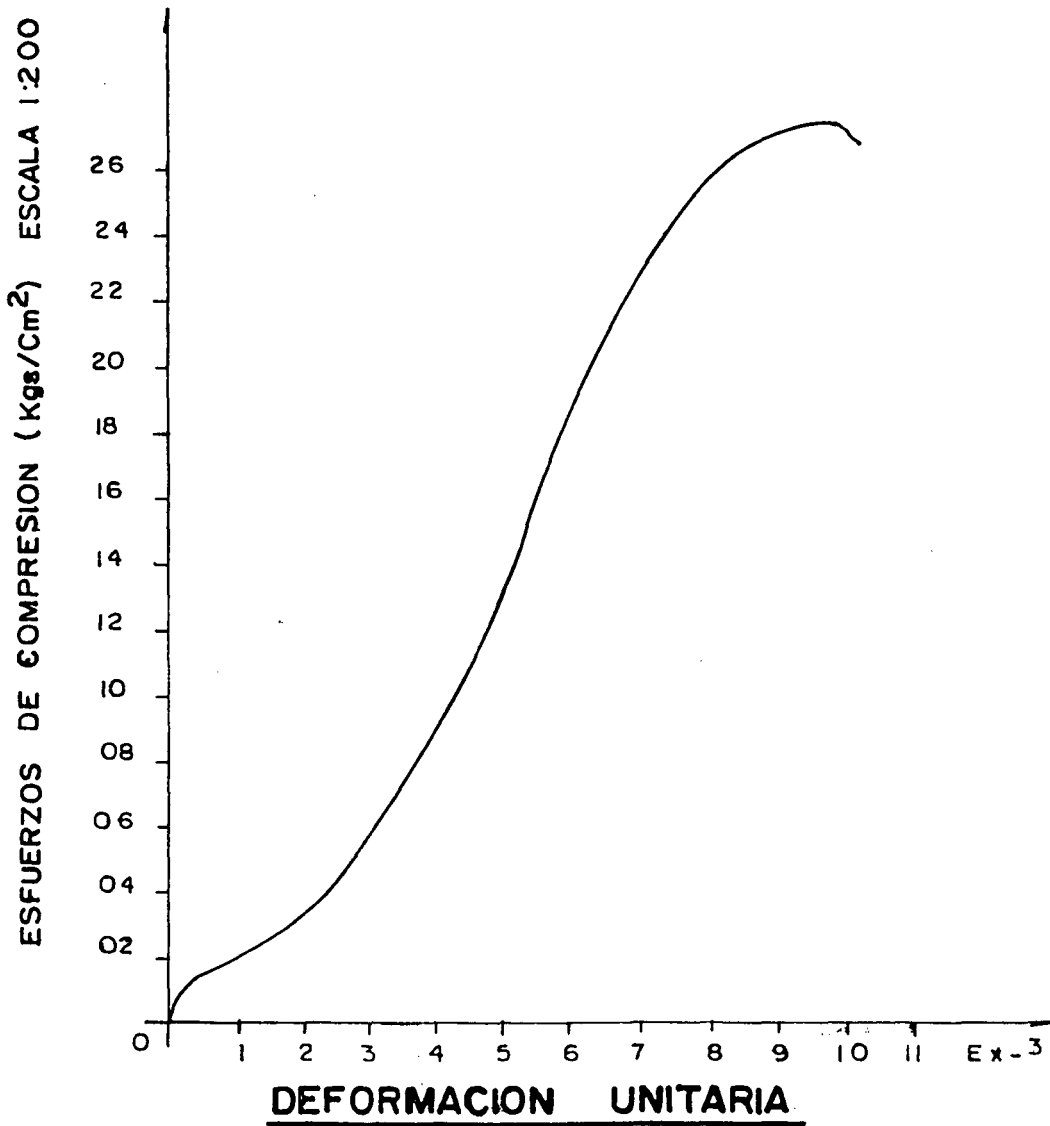


TABLA N° 9.3

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 6" – C

Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.08	40	30	706.86	1.4147	0.0002
2,000	0.50	40	30	706.86	2.8294	0.00125
3,000	0.75	40	30	706.86	4.2441	0.00187
4,000	1.05	40	30	706.86	5.6588	0.00262
5,000	1.18	40	30	706.86	7.0735	0.00295
6,000	1.36	40	30	706.86	8.4882	0.0034
7,000	1.53	40	30	706.86	9.9029	0.00382
8,000	1.66	40	30	706.86	11.3176	0.00415
9,000	1.79	40	30	706.86	12.7324	0.00447
10,000	1.94	40	30	706.86	14.1471	0.00485
11,000	2.02	40	30	706.86	15.5618	0.00505
12,000	2.26	40	30	706.86	16.9765	0.00565
13,000	2.46	40	30	706.86	18.3912	0.00615
14,000	2.65	40	30	706.86	19.8039	0.00662
15,000	2.93	40	30	706.86	21.2206	0.00732
16,000	3.18	40	30	706.86	22.6353	0.00795
17,000	3.54	40	30	706.86	24.0500	0.00885
18,000	3.96	40	30	706.86	25.4647	0.00990

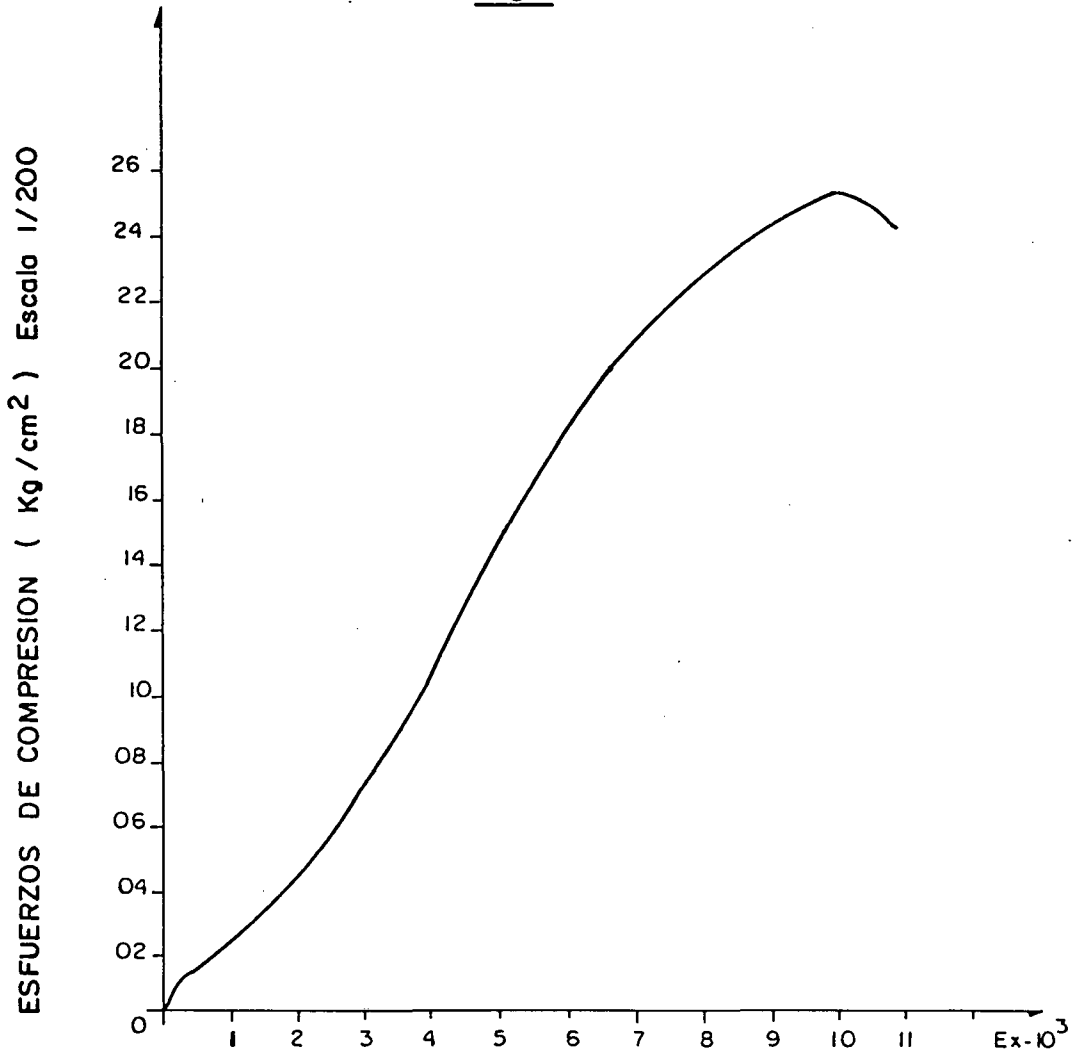
ESFUERZO DE FALLA = 25.46 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA HASTA DE 6"

" C "



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.4

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 6" – D

Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.240	40	30	706.86	1.4147	0.0006
2,000	0.530	40	30	706.86	2.8294	0.003125
3,000	0.700	40	30	706.86	4.2441	0.00175
4,000	0.8600	40	30	706.86	5.6588	0.00215
5,000	1.015	40	30	706.86	7.0735	0.00253
6,000	1.070	40	30	706.86	8.4882	0.00267
7,000	1.315	40	30	706.86	9.9029	0.003287
8,000	1.450	40	30	706.86	11.3176	0.003625
9,000	1.575	40	30	706.86	12.7324	0.003937
10,000	1.700	40	30	706.86	14.1471	0.00425
11,000	1.820	40	30	706.86	15.5618	0.00455
12,000	1.945	40	30	706.86	16.9765	0.004862
13,000	2.060	40	30	706.86	18.3912	0.00515
14,000	2.185	40	30	706.86	19.8039	0.005462
15,000	2.310	40	30	706.86	21.2206	0.005775
16,000	2.450	40	30	706.86	22.6353	0.006125
17,000	2.650	40	30	706.86	24.0500	0.006625
17,700	2.900	40	30	706.86	25.0403	0.00725

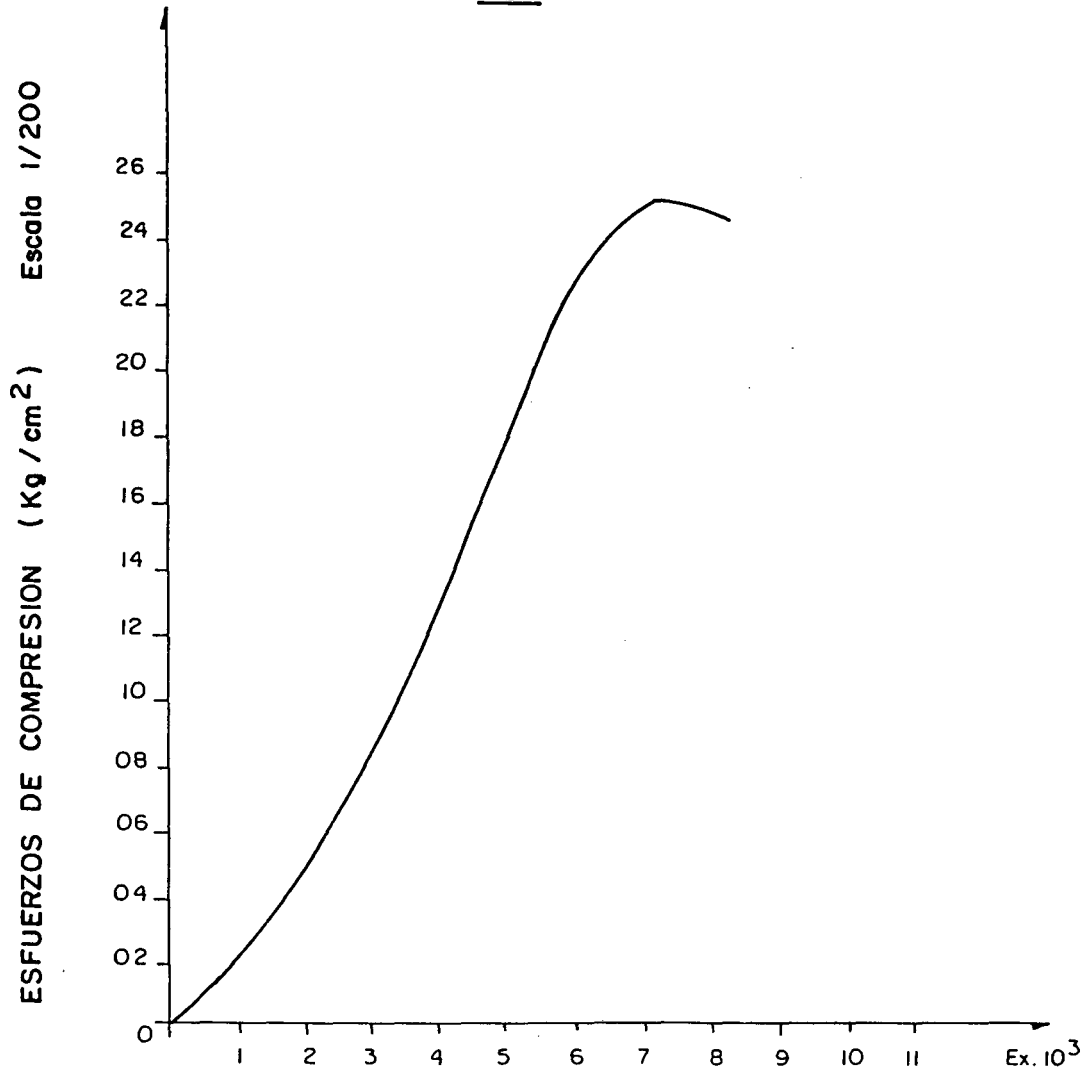
ESFUERZO DE FALLA = 25.04 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA HASTA 6"

"D"



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.5

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 6" – E

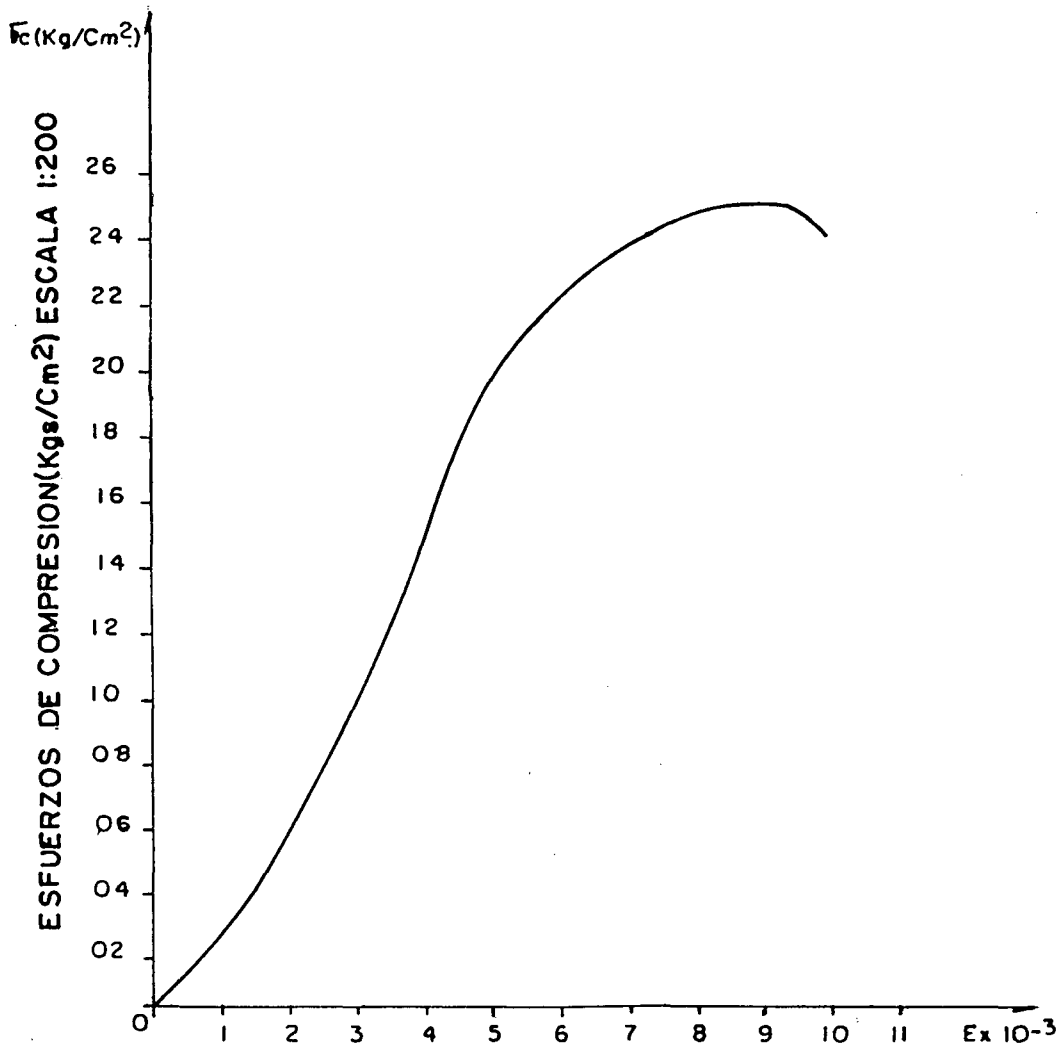
Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.165	40	30	706.86	1.4147	0.000412
2,000	0.425	40	30	706.86	2.8294	0.001060
3,000	0.595	40	30	706.86	4.2441	0.001487
4,000	0.765	40	30	706.86	5.6588	0.001912
5,000	0.900	40	30	706.86	7.0735	0.002250
6,000	1.050	40	30	706.86	8.4882	0.002625
7,000	1.175	40	30	706.86	9.9029	0.002937
8,000	1.295	40	30	706.86	11.3176	0.003237
9,000	1.415	40	30	706.86	12.7324	0.003537
10,000	1.530	40	30	706.86	14.1471	0.003825
11,000	1.650	40	30	706.86	15.5618	0.004125
12,000	1.765	40	30	706.86	16.9765	0.004412
13,000	1.893	40	30	706.86	18.3912	0.004732
14,000	2.035	40	30	706.86	19.8039	0.005087
15,000	2.225	40	30	706.86	21.2206	0.005562
16,000	2.490	40	30	706.86	22.6353	0.006225
17,000	2.890	40	30	706.86	24.0500	0.007225
17,700	3.700	40	30	706.86	25.0403	0.009250

ESFUERZO DE FALLA = 25.04 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 6"
"E"



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.6

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 6" – F

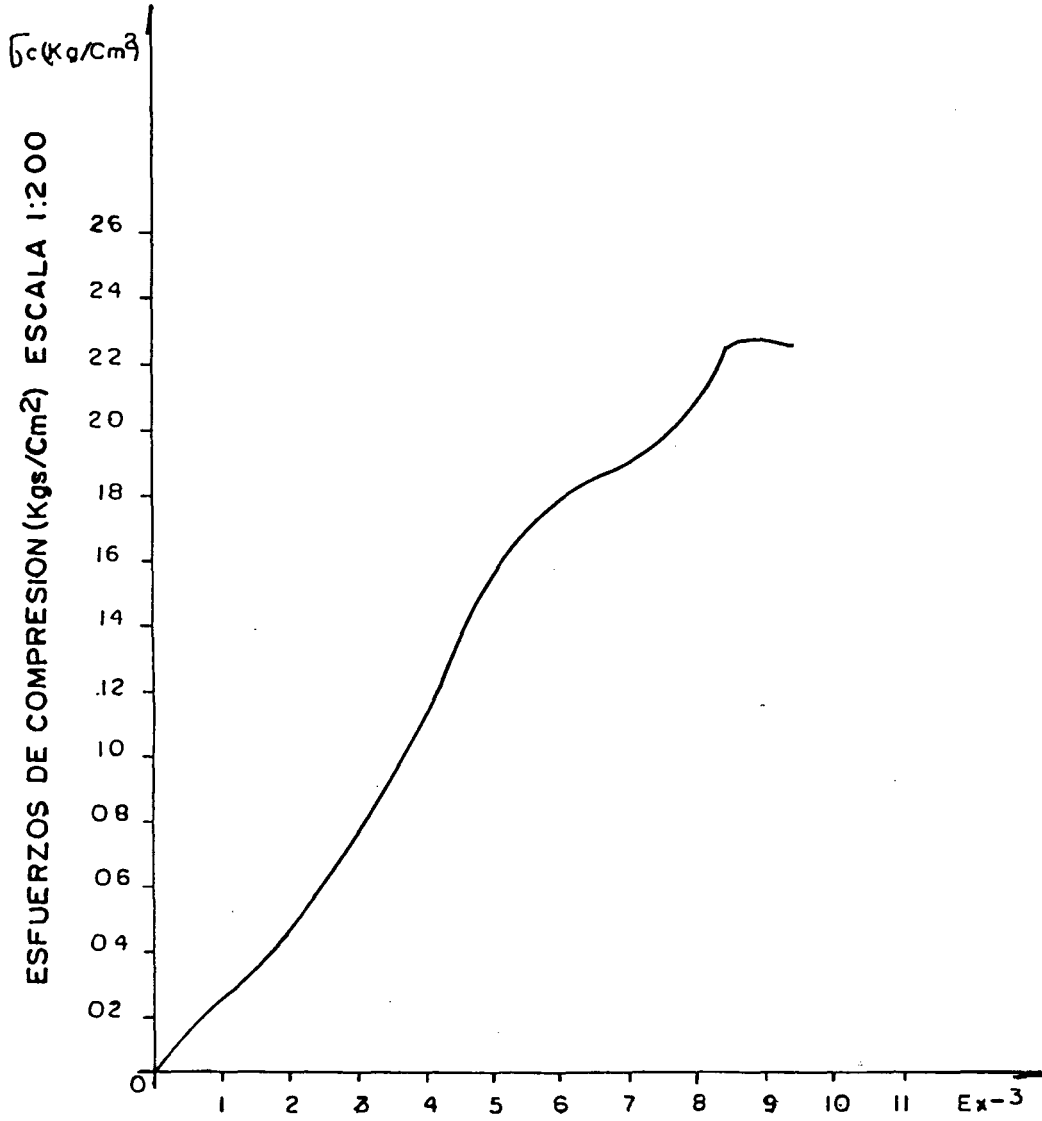
Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.140	40	30	706.86	1.4147	0.000350
2,000	0.440	40	30	706.86	2.8294	0.001100
3,000	0.730	40	30	706.86	4.2441	0.001825
4,000	0.900	40	30	706.86	5.6588	0.002250
5,000	1.080	40	30	706.86	7.0735	0.002700
6,000	1.250	40	30	706.86	8.4882	0.003125
7,000	1.470	40	30	706.86	9.9029	0.003675
8,000	1.570	40	30	706.86	11.3176	0.003925
9,000	1.710	40	30	706.86	12.7324	0.004275
10,000	1.835	40	30	706.86	14.1471	0.004587
11,000	2.035	40	30	706.86	15.5618	0.005087
12,000	2.230	40	30	706.86	16.9765	0.005575
13,000	2.570	40	30	706.86	18.3912	0.006425
14,000	3.010	40	30	706.86	19.8039	0.007525
15,000	3.250	40	30	706.86	21.2206	0.008125
16,000	3.390	40	30	706.86	22.6353	0.008475

ESFUERZO DE FALLA = 22.64 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 6"
"F"



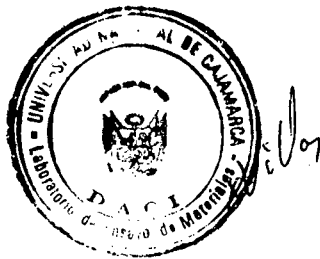
DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.7

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 8" – G

Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.30	40	30	706.86	1.4147	0.00075
2,000	0.65	40	30	706.86	2.8294	0.00163
3,000	1.10	40	30	706.86	4.2441	0.00275
4,000	1.45	40	30	706.86	5.6588	0.00363
5,000	1.78	40	30	706.86	7.0735	0.00445
6,000	2.05	40	30	706.86	8.4882	0.00512
7,000	2.35	40	30	706.86	9.9029	0.00587
8,000	2.64	40	30	706.86	11.3176	0.00660
9,000	2.87	40	30	706.86	12.7324	0.00717
10,000	3.09	40	30	706.86	14.1471	0.00772
11,000	3.42	40	30	706.86	15.5618	0.00874
12,000	3.74	40	30	706.86	16.9765	0.00935
13,200	3.75	40	30	706.86	18.6740	0.00987

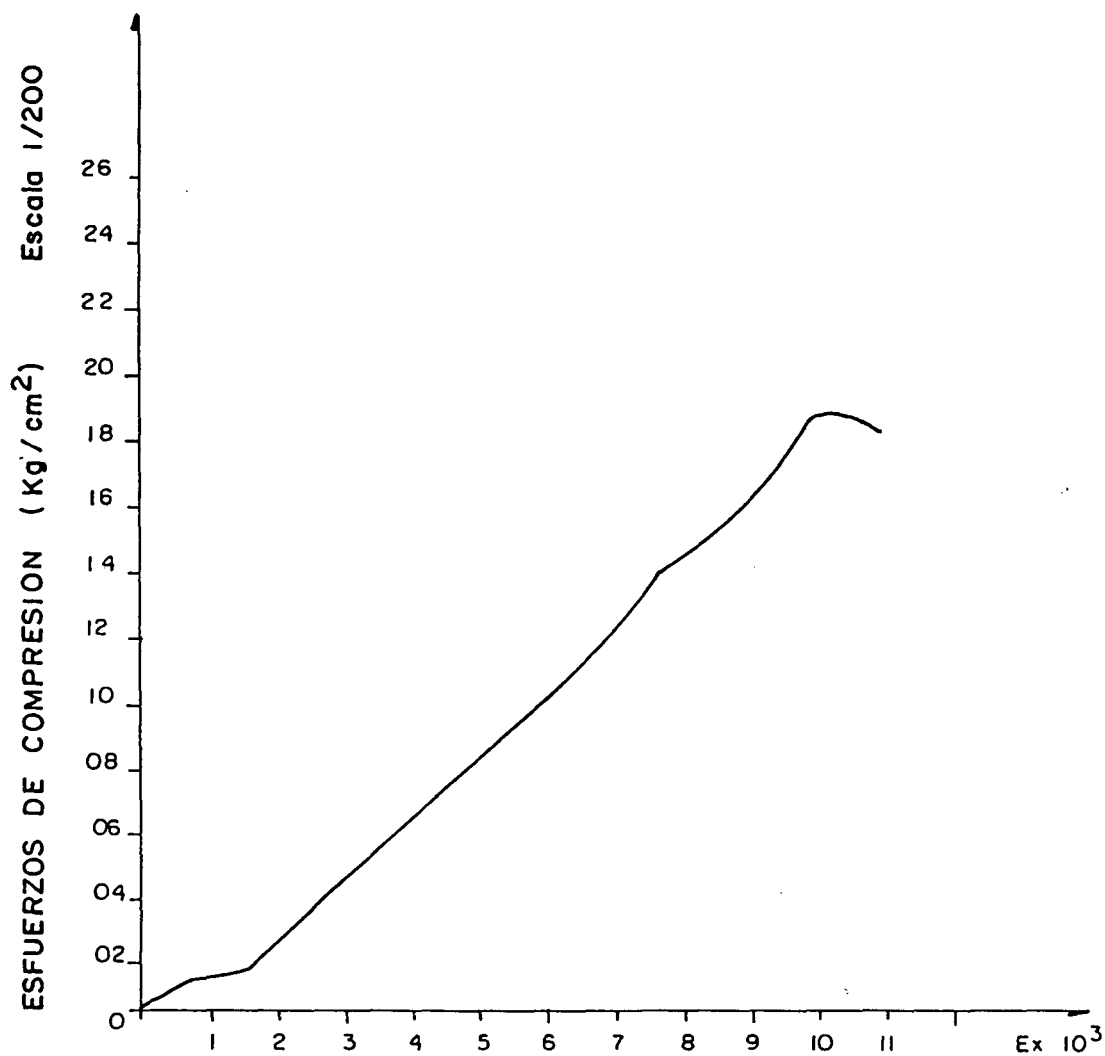
ESFUERZO DE FALLA = 18.67 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 8"

" G "



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.8

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 8" – H

Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.35	40	30	706.86	1.4147	0.00087
2,000	0.60	40	30	706.86	2.8294	0.00150
3,000	1.048	40	30	706.86	4.2441	0.00262
4,000	1.500	40	30	706.86	5.6588	0.00375
5,000	1.748	40	30	706.86	7.0735	0.00437
6,000	2.050	40	30	706.86	8.4882	0.00512
7,000	2.400	40	30	706.86	9.9029	0.00600
8,000	2.648	40	30	706.86	11.3176	0.00662
9,000	2.828	40	30	706.86	12.7324	0.00707
10,000	3.060	40	30	706.86	14.1471	0.00765
11,000	3.400	40	30	706.86	15.5618	0.00850
12,000	3.748	40	30	706.86	16.9765	0.00937
13,000	3.760	40	30	706.86	18.3912	0.00940
13,800	3.760	40	30	706.86	19.5230	0.00940

ESFUERZO DE FALLA = 19.52 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 8"
"H"

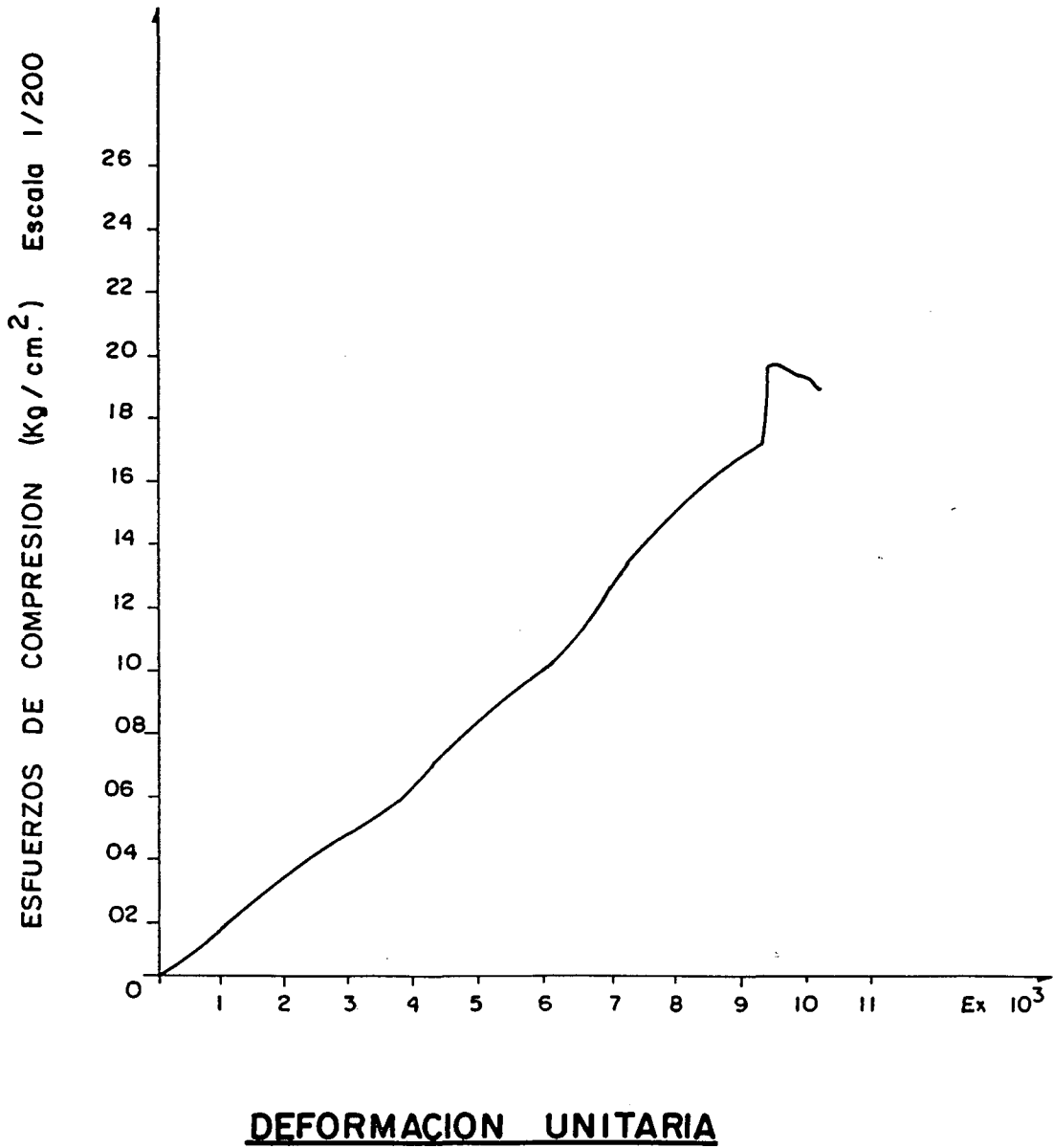
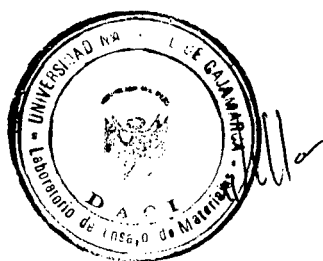


TABLA N° 9.9

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 8" - I

Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.32	40	30	706.86	1.4147	0.00080
2,000	0.548	40	30	706.86	2.8294	0.00137
3,000	1.148	40	30	706.86	4.2441	0.00287
4,000	1.400	40	30	706.86	5.6588	0.00350
5,000	1.788	40	30	706.86	7.0735	0.00447
6,000	2.000	40	30	706.86	8.4882	0.00500
7,000	2.360	40	30	706.86	9.9029	0.00590
8,000	2.608	40	30	706.86	11.3176	0.00652
9,000	2.840	40	30	706.86	12.7324	0.00710
10,000	3.020	40	30	706.86	14.1471	0.00755
11,000	3.428	40	30	706.86	15.5618	0.00857
12,000	3.720	40	30	706.86	16.9765	0.00930
13,000	3.780	40	30	706.86	18.3912	0.00945
14,200	3.788	40	30	706.86	20.0888	0.00947

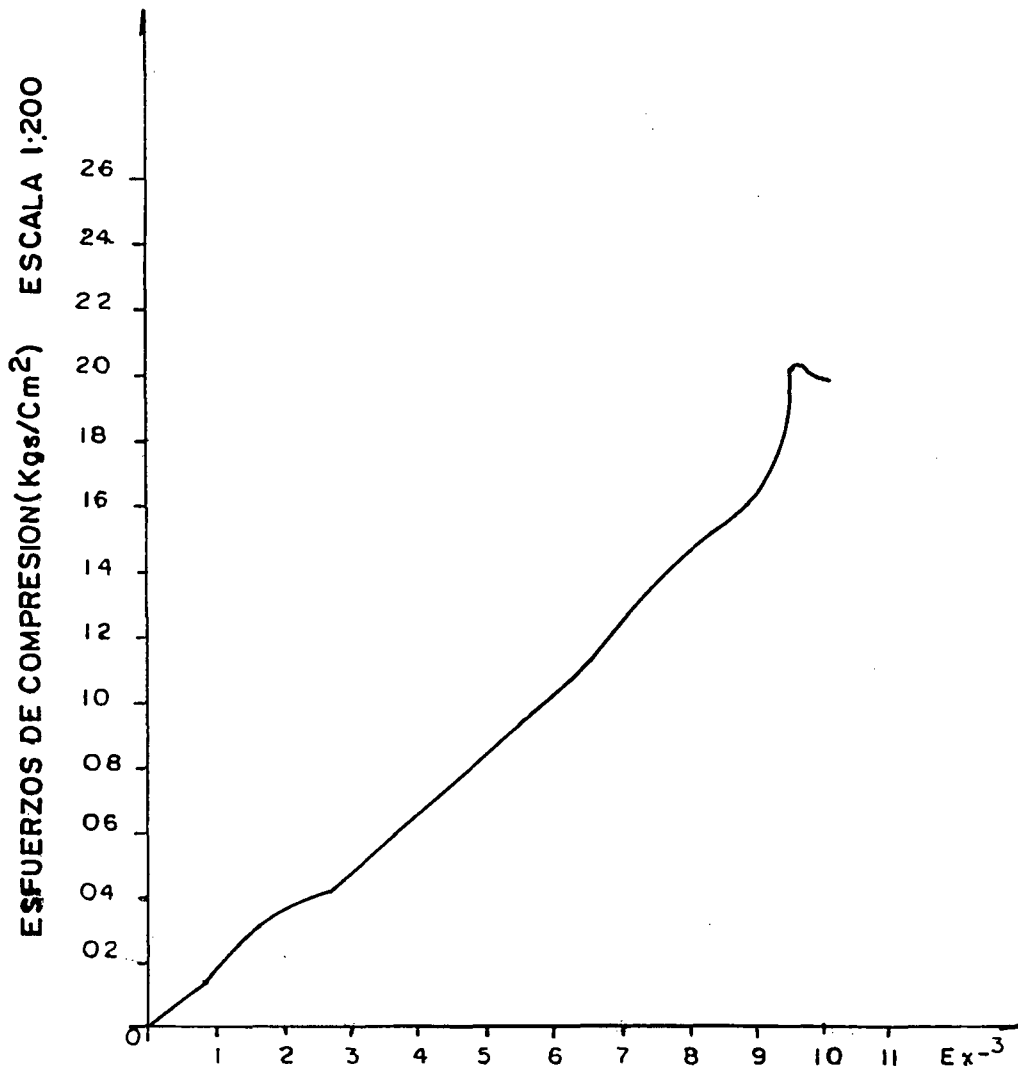
ESFUERZO DE FALLA = 20.08 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 8"

"I"



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.10

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 8" – J

Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.20	40	30	706.86	1.4147	0.000500
2,000	0.47	40	30	706.86	2.8294	0.001175
3,000	0.695	40	30	706.86	4.2441	0.001737
4,000	0.925	40	30	706.86	5.6588	0.002312
5,000	1.200	40	30	706.86	7.0735	0.003000
6,000	1.500	40	30	706.86	8.4882	0.003750
7,000	1.700	40	30	706.86	9.9029	0.004250
8,000	1.900	40	30	706.86	11.3176	0.004750
9,000	2.100	40	30	706.86	12.7324	0.005250
10,000	2.180	40	30	706.86	14.1471	0.005450
11,000	2.250	40	30	706.86	15.5618	0.005620
12,000	2.326	40	30	706.86	16.9765	0.005800
13,000	2.420	40	30	706.86	18.3912	0.006050
14,100	2.500	40	30	706.86	19.9473	0.006250

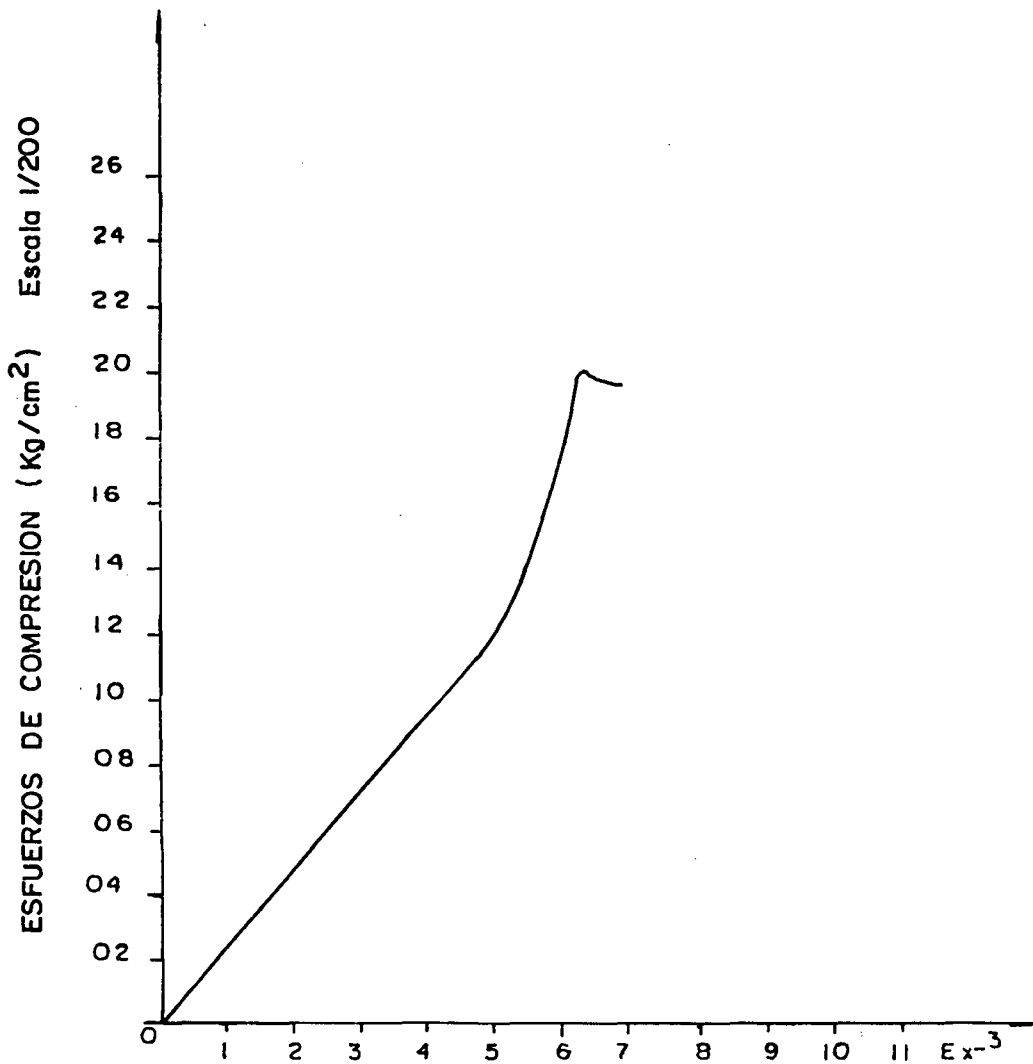
ESFUERZO DE FALLA = 19.95 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 8"

" J "



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.11

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 8" – K

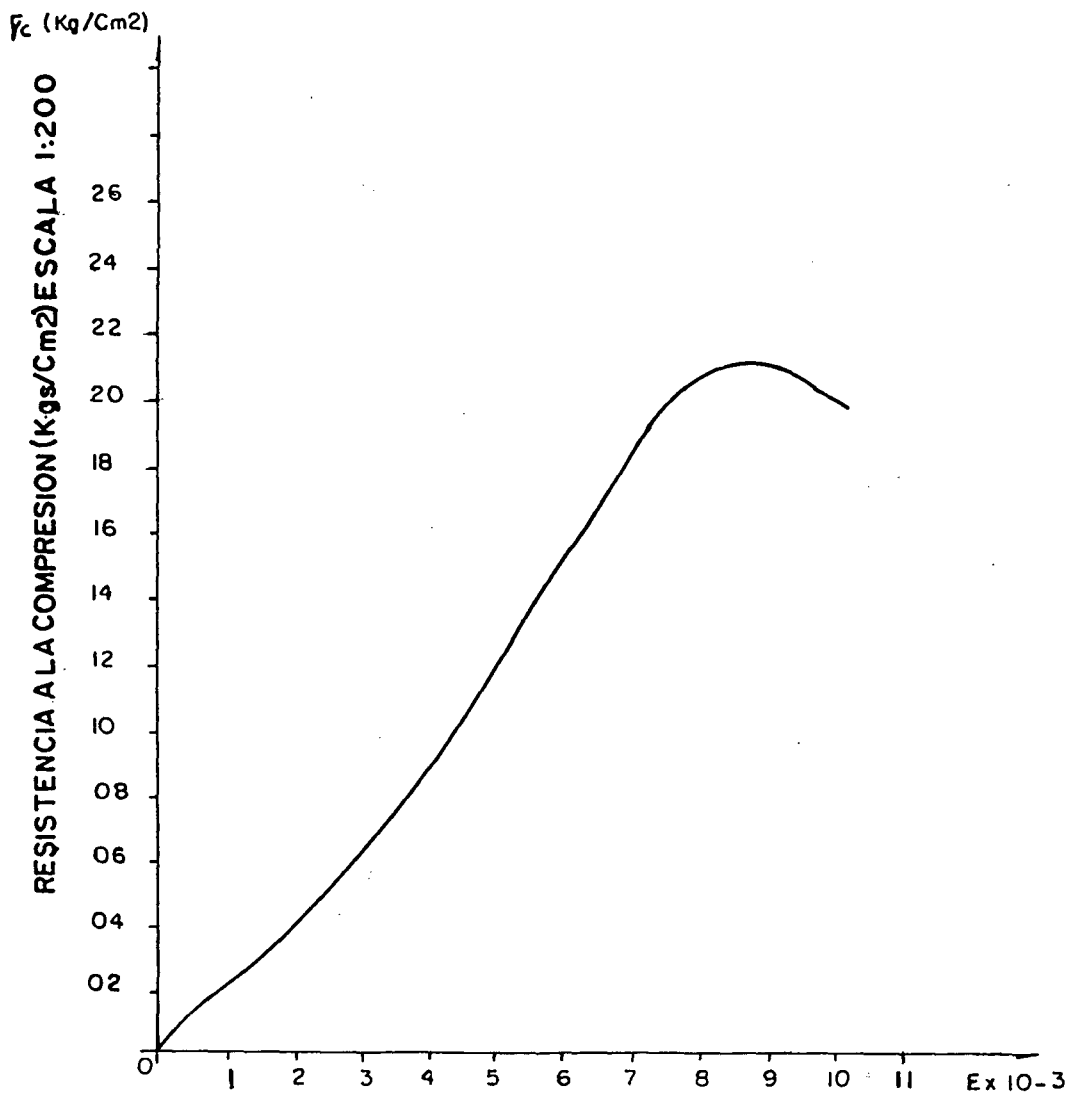
Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.90	40	30	706.86	1.4147	0.0002250
2,000	0.525	40	30	706.86	2.8294	0.0013125
3,000	0.845	40	30	706.86	4.2441	0.0021125
4,000	1.075	40	30	706.86	5.6588	0.0026875
5,000	1.320	40	30	706.86	7.0735	0.0033000
6,000	1.560	40	30	706.86	8.4882	0.0038250
7,000	1.713	40	30	706.86	9.9029	0.0042825
8,000	1.895	40	30	706.86	11.3176	0.0047375
9,000	2.060	40	30	706.86	12.7324	0.0051500
10,000	2.245	40	30	706.86	14.1471	0.0056125
11,000	2.415	40	30	706.86	15.5618	0.0060375
12,000	2.595	40	30	706.86	16.9765	0.0064875
13,000	2.780	40	30	706.86	18.3912	0.0069500
14,000	2.990	40	30	706.86	19.8059	0.0074750
14,800	3.700	40	30	706.86	20.9376	0.0092500

ESFUERZO DE FALLA = 20.94 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 8"
"K"



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.12

ESPECIMEN CILÍNDRICO EMPLEANDO 30% DE PIEDRA DE 8" - L

Carga	Deform. (mm.)	Longitud (cms)	Diámetro (cms)	Área (cm ²)	Compr. (Kg/cm ²)	Deformac. Unitaria (cm/cm)
1,000	0.220	40	30	706.86	1.4147	0.000550
2,000	0.430	40	30	706.86	2.8294	0.001075
3,000	0.630	40	30	706.86	4.2441	0.001575
4,000	0.775	40	30	706.86	5.6588	0.001937
5,000	0.905	40	30	706.86	7.0735	0.002262
6,000	1.035	40	30	706.86	8.4882	0.002587
7,000	1.120	40	30	706.86	9.9029	0.002800
8,000	1.245	40	30	706.86	11.3176	0.003112
9,000	1.330	40	30	706.86	12.7324	0.003325
10,000	1.425	40	30	706.86	14.1471	0.003562
11,000	1.510	40	30	706.86	15.5618	0.003765
12,000	1.602	40	30	706.86	16.9765	0.004005
13,000	1.725	40	30	706.86	18.3912	0.004287
14,000	2.010	40	30	706.86	19.8059	0.005025
14,800	2.200	40	30	706.86	20.9366	0.005500

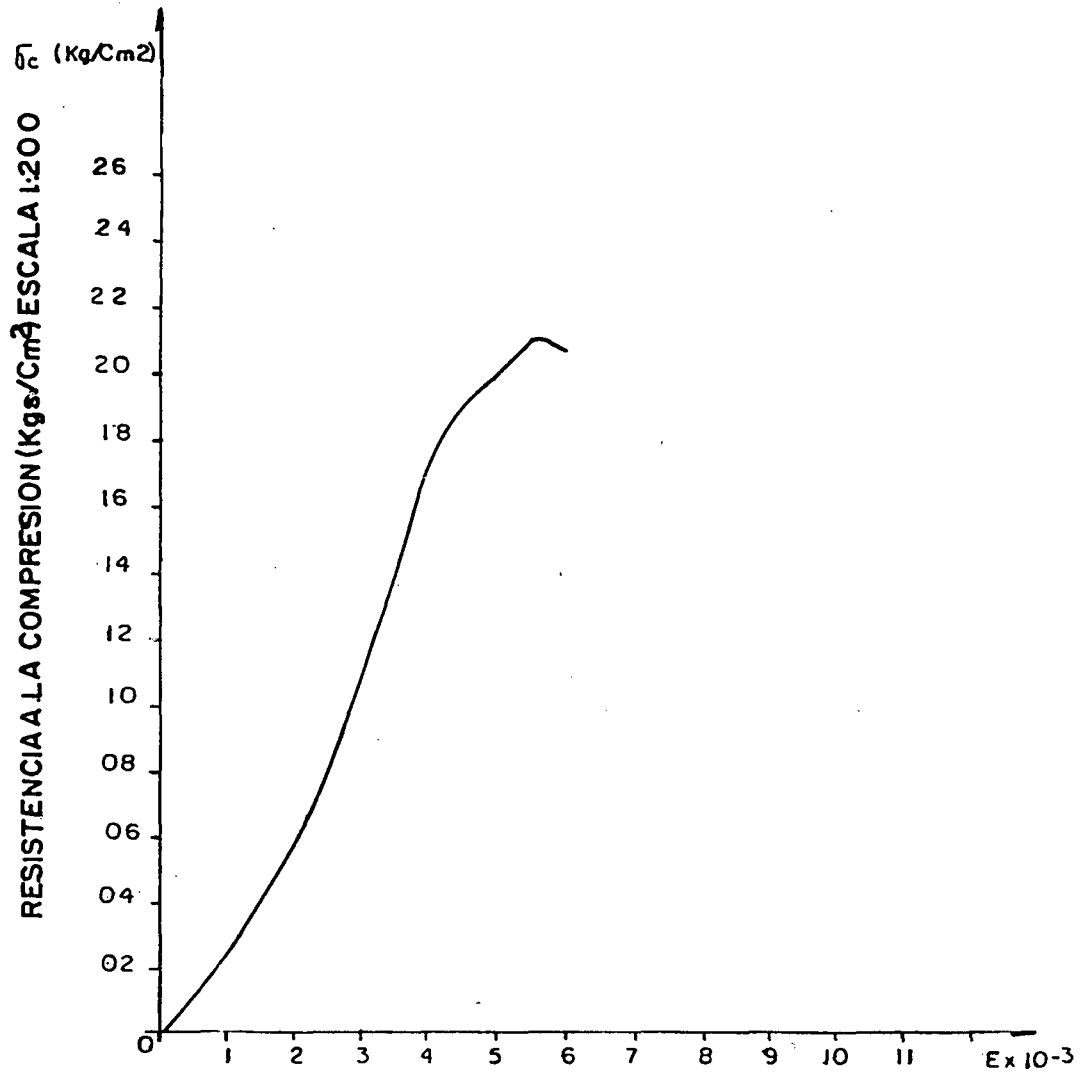
ESFUERZO DE FALLA = 20.94 Kg/cm²



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

ESPECIMEN CILINDRICO CON 30% DE PIEDRA DE HASTA 8"

"L"



DEFORMACION UNITARIA

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA A COMPRESIÓN

a) ESPECIMENES CILINDRICOS EMPLEANDO 30% DE PIEDRA HASTA 6"

TABLA N° 9.13

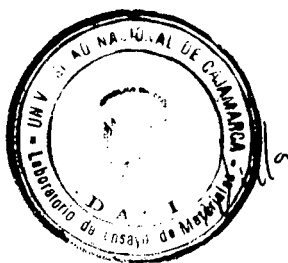
ESPECIMEN	AREA (cm ²)	CARGA (Kg)	F'c (Kg/cm ²)
A	706.86	16,900	23.91
B	706.86	19,200	27.16
C	706.86	18,000	25.46
D	706.86	17,700	25.04
E	706.86	17,700	25.04
F	706.86	16,000	22.64

Resistencia Promedio = 24.88 Kg/cm²

b) ESPECIMENES CILINDRICOS EMPLEANDO 30% DE PIEDRA HASTA 8"

ESPECIMEN	AREA (cm ²)	CARGA (Kg.)	f'c (Kg/cm ²)
G	706.86	13,200	18.67
H	706.86	13,800	19.52
I	706.86	14,200	20.08
J	706.86	14,100	19.95
K	706.86	14,800	20.94
L	706.86	14,800	20.94

Resistencia Promedio = 19.93 Kg/cm².



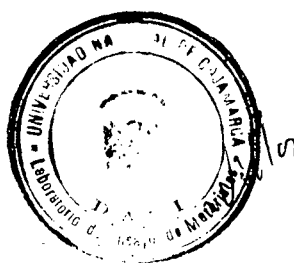
CALCULO DE LA ELASTICIDAD DEL CONCRETO POR MEDIO DE LA GRAFICA: ESFUERZO – DEFORMACIÓN, promedio

Conocidas las gráficas: Esfuerzo – deformación de cada una de las probetas ensayadas, procedemos a encontrar el cuadro promedio de esfuerzos y deformaciones, a partir de los datos encontrados en cada ensayo.

TABLA N° 9.13

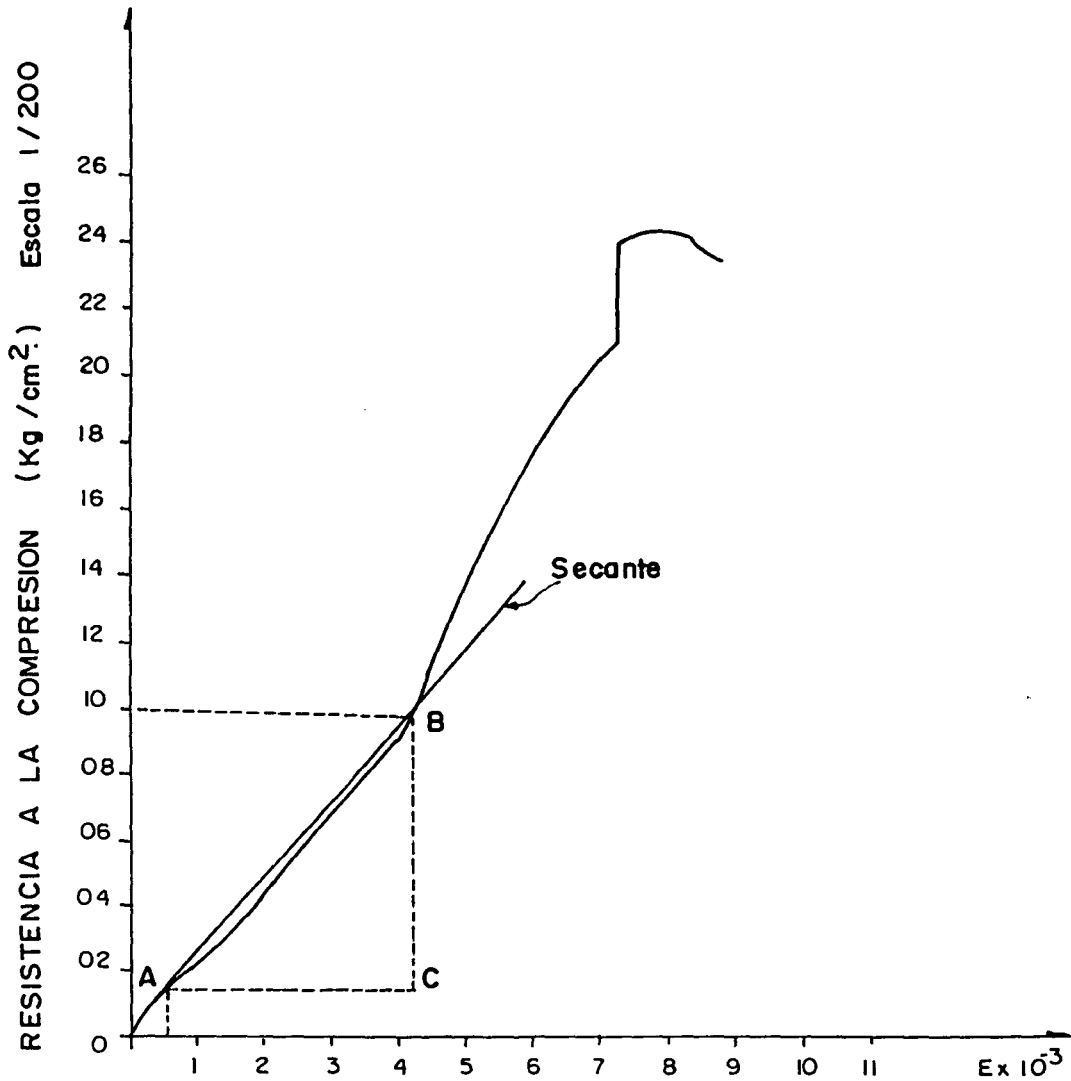
PARA ESPECIMENES CILINDRICOS CON 30% DE P.G. MAX. 6"

CARGA (Kg.)	AREA (cm2)	COMPRESION (Kg/cm2)	DEF. UNITARIA PROMEDIO
1,000	706.86	1.4147	0.00044
2,000	706.86	2.8294	0.00135
3,000	706.86	4.2441	0.00203
4,000	706.86	5.6588	0.00258
5,000	706.86	7.0735	0.00309
6,000	706.86	8.4882	0.00356
7,000	706.86	9.9029	0.00404
8,000	706.86	11.3176	0.00438
9,000	706.86	12.7324	0.00475
10,000	706.86	14.1471	0.00509
11,000	706.86	15.5618	0.00547
12,000	706.86	16.9765	0.00585
13,000	706.86	18.3912	0.00632
14,000	706.86	19.8059	0.00682
15,000	706.86	21.2206	0.00726
16,000	706.86	23.9056	0.00730
17,000	706.86	24.0500	0.00820



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

PROMEDIO PARA ESPECIMENES CILINDRICOS CON 30%
DE PIEDRA NO MAYOR DE 6"



DEFORMACION UNITARIA

TABLA N° 9.14

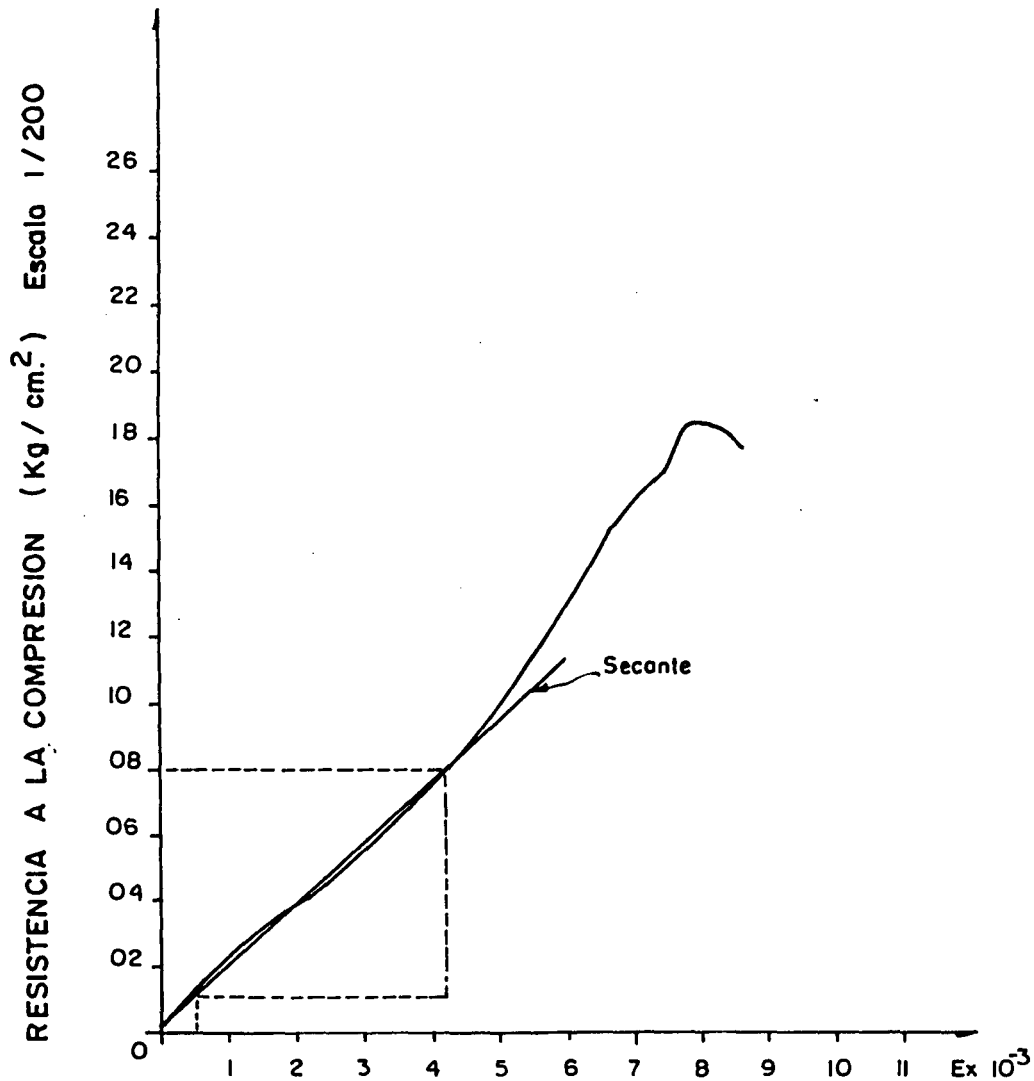
**PARA ESPECIMENES CILINDRICOS CON 30% DE PIEDRA DE DIÁMETRO
MÁXIMO 8"**

CARGA (Kg)	AREA (cm2)	COMPRESIÓN Kg/cm2	DEF. UNITARIA PROMEDIO
1,000	706.86	1.4147	0.00061
2,000	706.86	2.8294	0.00135
3,000	706.86	4.2441	0.00227
4,000	706.86	5.6588	0.00307
5,000	706.86	7.0735	0.00375
6,000	706.86	8.4882	0.00426
7,000	706.86	9.9029	0.00485
8,000	706.86	11.3176	0.00539
9,000	706.86	12.7324	0.00584
10,000	706.86	14.1471	0.00625
11,000	706.86	15.5618	0.00687
12,000	706.86	16.9765	0.00738
13,000	706.86	18.3912	0.00766
14,150	706.86	20.0180	0.00829



CURVAS - ESFUERZO - DEFORMACION

PROMEDIO PARA ESPECIMENES CILINDRICOS CON 30%
DE PIEDRA NO MAYOR DE 8"



DEFORMACION UNITARIA

Con todos estos datos promedios de esfuerzos y deformaciones, procederemos a elaborar las curvas: esfuerzo – deformación promedio.

Para calcular el módulo de elasticidad del concreto, procedemos a tomar la recomendación de las Normas ASTM, que nos dice que éste es igual a la pendiente de la recta que une los puntos de la curva correspondiente a una deformación unitaria igual a 0.0005 y el otro correspondiente al 40% de la resistencia promedio. Determinando estos dos puntos, aplicamos la siguiente formula:

$$E_c (\text{secante}) = \text{Tang. } \emptyset$$

$$\text{Tang. } \emptyset = \frac{BC}{AC}$$

Transformando a una sola escala los datos, se tiene:

a) Módulo de Elasticidad para Especímenes Cilíndricos con 30% de piedra mayor de 6”.

$$BC = 17.104$$

$$AC = 3.7 \times 10^{-3}$$

$$E_c = \frac{17.104}{3.7 \times 10^{-3}} = 4623 \text{ kg/cm}^2$$

b) Módulo de Elasticidad para Especímenes Cilíndricos con 30% de piedra de mayor de 8”.

$$BC = 16 \text{ kg/cm}^2$$

$$AC = 3.65 \times 10^{-3}$$

$$E_c = \frac{16}{3.65 \times 10^{-3}} = 4384 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.2. PRUEBAS DE ESPECIMINES A LA FLEXION. Se ha mencionado que el principal análisis al que se somete un concreto es al de compresión, sin embargo, al estudiar el comportamiento de una cimentación corrida, esta longitudinalmente está afectada a las cargas que le pueden producir fallas por flexión. Al suelo de cimentación de ninguna manera se le puede considerar que está formado por estructuras de formaciones geológicas continuas y que ésta además presentan uniformidad de suelos, de manera que esto nos lleva a pensar que en determinadas circunstancias, una cimentación puede trabajar como una viga simplemente apoyada, o como una viga en voladizo. Estas posibles formas de trabajo a la que puede estar sometida una cimentación corrida, nos ha conducido a examinar la resistencia a la flexión, en estado crítico, adoptando ésta, la forma de una viga de simplemente apoyada.

En realidad no existe una reglamentación de ensayo a la flexión para este tipo de estructuras, sin embargo, mediante consultas y sugerencias de profesionales especializados en la rama de estructuras, se ha tomado como longitud de espécimen de prueba: 1:5 metros. Una distancia mayor del espécimen, hubiera hecho imposible llevar éste a la máquina de ensayo. Respecto a la sección del espécimen, se ha considerado una que representa lo permitido por el Reglamento Nacional de Construcciones y a escala natural, de 0.40 x 0.50 metros. Las normas DGN y ASTM, indican que el índice de resistencia a la flexión del concreto simple (normal), se obtiene del ensayo de vigas de sección cuadrada simplemente apoyadas y sujetas a una o dos cargas concentradas, sin embargo, estas normas no mencionan el dimensionamiento de la sección.

La resistencia de los ensayos a flexión es mayor en especímenes sujetos a una carga concentrada que en aquellos sometidos a dos cargas simétricas; por que en el segundo caso, la zona de esfuerzos máximos se presenta en una porción mayor del espécimen lo que aumenta las probabilidades de que en dicha zona se encuentra una región de menor resistencia promedio.

Cuando se trata de establecer la resistencia a la flexión de un espécimen de concreto, se considera en forma teórica, la tensión a la que se somete la fibra inferior del espécimen. El cálculo teórico que se considera en el siguiente:

$$R_f = \frac{M.c}{I} \dots\dots\dots (a)$$

Donde:

R_f = Resistencia a la flexión

I = Momento flexionante, correspondiente a la carga máxima aplicada

c = Peralte medio

I = Momento de inercia de la sección transversal del prisma.

También puede ser expresada esta resistencia, por la expresión:

$$R_f = \frac{3 PL}{2 a b^2} \dots\dots\dots (B)$$

Donde:

P = Carga máxima (kgs)

L = Longitud del espécimen. (cms)

a = Base de la sección (cms)

b = altura de la sección. (cms.)

Al aplicar la fórmula (a), se está suponiendo que el concreto es elástico hasta su ruptura, hipótesis que solamente a servido para aproximar un valor de la resistencia a la flexión; pues, como es de conocimiento, el concreto es un material heterogéneo y esta expresión (a), sólo se da en forma exacta para materiales homogéneos y por lo tanto, esta fórmula nos alcanza un índice referencial de resistencia.

4.1.2.1. FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA RESISTENCIA A LA FLEXION. La resistencia de un espécimen de concreto a la flexión, depende entre otras variables de la resistencia a la compresión del concreto simple, de la relación claro-peralte y de las condiciones de curado, siendo estas tres las más importantes.

Respecto a la resistencia a la compresión del concreto, podemos decir que esta variable implica tener que mencionar otras enunciadas en capítulos anteriores.

En lo referente a la relación claro-peralte, es tan variable que nos conduce a pensar que mientras la luz es mayor manteniendo el mismo peralte, la resistencia a la flexión será menor, es decir, que mientras mayor es esta relación, la resistencia será disminuida. En nuestro caso se han tomado una relación claro-peralte equivalente a 3.75.

Las condiciones de curado fueron las que se enunciaron en la sección antes descrita.

4.1.2.2. MECANISMO DE PRUEBA. Los especímenes fueron colocados tomando aspecto de vigas simplemente apoyadas, estos apoyos se colocaron a 15 cms. de los extremos y se las sometió a una carga puntual en el centro del espécimen.

La velocidad de carga fue de aproximadamente: 10 kg/seg.

4.1.2.3. RESULTADO DE LA PRUEBA. Fueron los siguientes:

TABLA N° 9.15

Muestra N°	Ø Máx. Pulg.	Fecha Fab.	Fecha Ensayo	Carga Máx. (kgs)	Peso Esp. (kgs)	Carga total (kgs)
1	6	08	06	4970	583.5	5,553.5
2	6	12	11	4920	583.5	5,503.5
3	6	16	14	5410	583.5	5,993.5
4	6	22	26	4510	583.5	5,093.5
5	8	08	07	6210	583.5	6,793.5
6	8	12	12	5035	583.5	5,618.5
7	8	16	17	5800	583.5	6,383.5
8	8	22	28	5590	583.5	6,173.5

Nota: La fabricación de los especímenes se realizó en el mes de Abril del 2000 y el ensayo en el mes de Mayo del presente año.

Las resistencias a la flexión se calcularon mediante la expresión (b) y los resultados fueron los siguientes:

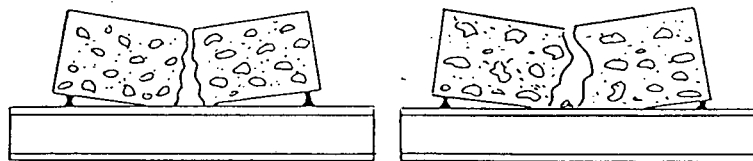
TABLA N° 9.16

Muestra N°	Ø Máx. Pulg.	Carga Total (kgs)	A (cms)	B (cms)	R _r (kg/cm ²)
1	6	5553.5	40	50	12.50
2	6	5503.5	40	50	12.38
3	6	5993.5	40	50	13.40
4	6	5093.5	40	50	11.46
5	8	6793.5	40	50	15.29
6	8	5618.5	40	50	12.64
7	8	6383.5	40	50	14.36
8	8	6173.5	40	50	13.89

Resistencia promedio para especímenes con piedra hasta de 6 pulgadas =
12.71 kg/cm².

Resistencia promedio para especímenes con piedra hasta de 8 pulgadas =
14.05 kg/cm².

4.1.2.4. MODOS DE FALLA. La falla que se produce en los especímenes sujetos a flexión es casi vertical y por su forma de colapsar es súbita, violenta y muy brusca, indicando que en ningún instante aparecen señales de falla que anticipen el colapso. La manera como estos especímenes llegan a fallar, demuestran claramente que antes de fallar la piedra, falla el concreto, es decir, la falta de adherencia entre el concreto simple y la piedra grande, es el causante del colapso. En las figuras siguientes se muestran las formas de falla.



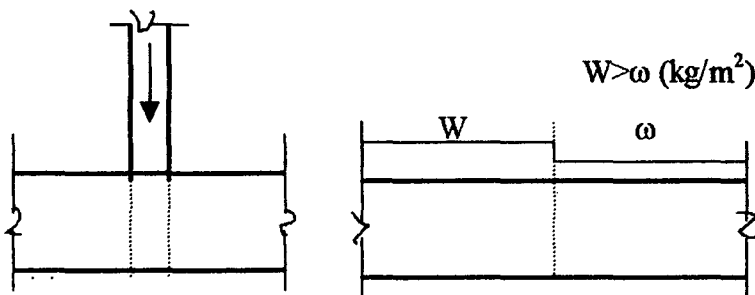
4.1.2.5. DEFORMACIONES. Durante la prueba, a pesar de que se hizo esfuerzo para detectar las deformaciones, éstas no se pudieron medir, dando la impresión de que no existiera, caso contrario son muy pequeñas. En este punto haremos mención que no existen curvas de esfuerzo-deformación para las pruebas de flexión, justamente porque éstas son muy difíciles de medir y el colapso es muy violento.

4.1.2.6. RESULTADOS DE LA PRUEBA. Sabemos que el punto de tensión máximo se presenta en la superficie externa del espécimen, pero resulta que esta zona está sujeta, en forma permanente a importantes esfuerzos de contracción originados por los cambios bruscos de temperatura del medio ambiente; en otras palabras, al ser llevados estos especímenes a la prueba, éstos ya han sufrido cierto trabajo en el punto de falla, sin embargo, podemos alcanzar un índice de resistencia promedio a la flexión, y es el siguiente:

TAMAÑO MAXIMO DE PIEDRA EN PULGADAS	RESISTENCIA A LA FLEXION EN KG./CM ²
6	12.71
8	14.05

4.1.3. PRUEBA DE ESPECIMENES AL CORTE. Toda cimentación corrida también corre el riesgo de fallar por corte, y esta falla se puede producir cuando en un determinado eje de cierta cimentación, se encuentran cargas repartidas en forma irregular, es decir, que si tomamos como referencia una sección, a un costado de esta puede haber mayor carga que en la otra sección, acciones que la producirían a la cimentación esfuerzos de cortadura.

Una columna puede también producirle cortadura a la cimentación, a consecuencia de una sobrecarga. Ambos casos se indican en las figuras siguientes:

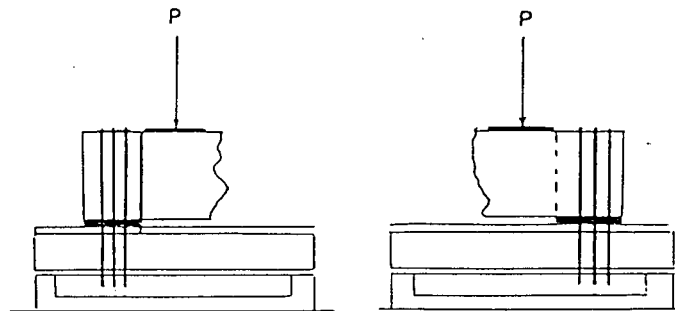


Puede notarse que una columna puede producir falla en dos planos.

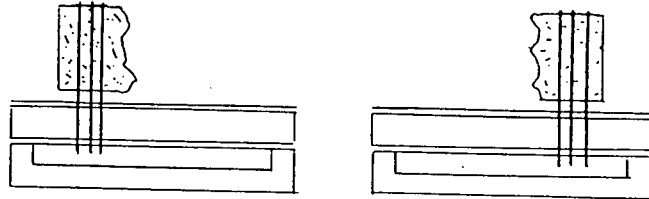
4.1.3.1. FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA RESISTENCIA AL CORTE.

Para establecer la resistencia al corte de una cimentación corrida, se deben considerar todos aquellos factores que intervienen desde la preparación del concreto, hasta el curado final de los especímenes.

4.1.3.2. MECANISMOS DE PRUEBA. Cuando a un espécimen se lo somete a una prueba de flexión tomando la apariencia de viga simplemente apoyada, ocurre que si en ésta actúan dos cargas puntuales, el espécimen resiste menos que cuando se lo somete a una carga por las razones antes enunciadas, en tal sentido cuando se han sometido a estos especímenes bajo la acción de una carga puntual, la zona de falla ha sido única, dejando al final dos mitades del elemento. Cada una de estas mitades se les consideró como elementos de prueba, colocándolos en forma de voladizo tal como se indican en las siguientes figuras:



4.1.3.3. MODOS DE FALLA. La falla que se originó en los especímenes también fue súbita, en forma vertical tal como se indica en la figura:



En las superficies desprendidas se nota claramente que el material que falla es el concreto más no la piedra, por lo tanto, podemos afirmar que la piedra resiste mucho más que el concreto y que la falla proviene por la falta de adherencia.

4.1.3.4. DEFORMACIONES. Las deformaciones fueron imposibles de medir ratificando de alguna manera que el concreto no presenta indicios de falla antes de colapsar.

4.1.3.5. RESULTADOS DE LA PRUEBA. Son los siguientes:

TABLA N° 9.17

Muestra N°	Tamaño Máx. de piedra	Carga (kgs)	Esfuerzo de corte (kg/cm^2)
1	6"	10,910	5.45
2	6"	10,970	5.49
3	6"	11,480	5.74
4	6"	11,260	5.63
5	8"	8,890	4.45
6	8"	10,970	5.49
7	8"	9,870	4.94
8	8"	10,530	5.27

4.1.3.6. JUSTIFICACION DEL MECANISMO DE PRUEBA. Mencionaremos que el reglamento Español considera que las mitades de los prismas de concreto sometidos a la prueba de flexión, se pueden usar sin inconveniente alguno para efectuar las pruebas a la compresión. Sin embargo, esta reglamentación nos conlleva a utilizar estas mitades de especímenes en la prueba, no de compresión peso sí en la de corte.

Se recordará, que cuando hablamos de la prueba de flexión, hicimos notar que durante la prueba no se produjo agrietamiento alguno y la única falla que se originó fue la que causó el colapso total del espécimen.

Esperamos que estas dos situaciones justifiquen el mecanismo de prueba, considerando la ausencia de especificaciones o normas que nos indiquen la forma de ensayo

Capítulo V.- ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. EVALUACION ESTADISTICA. Todos los datos que se obtienen de ensayos, están sujetos a variaciones, es por eso que existen ciertas técnicas que nos permiten observar la uniformidad del producto que se está ensayando y el cuidado con que se han hecho los ensayos.

La medida más común de la tendencia central de un conjunto de datos es el promedio y las más comunes del grado de uniformidad son la desviación estándar y el coeficiente de variación y generalmente se aplican a los resultados de la prueba a compresión.

5.1.1. EL PROMEDIO. Es la suma de los valores de los datos dividida entre el número de datos.

Resistencia. Promedio para especímenes cilíndricos que contienen 30% de piedra grande no mayor de 6" = 24.88 kg/cm².

Resistencia. Promedio para especímenes cilíndricos que contienen 30% de piedra grande no mayor de 8" = 19.93 kg/cm².

5.1.2. LA DESVIACION ESTANDAR. Para medir la dispersión de datos se utiliza la desviación estándar, representada por el símbolo " σ ", que se puede considerar como el radio de giro de los datos respecto al promedio. En efecto si se designa por "X" el valor de un dato cualquiera, su diferencia con respecto al promedio " \bar{X} ", será $(X - \bar{X})$. Estas distancias se llaman desviaciones.

La desviación estándar tiene como expresión:

$$= \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n}}$$

y tiene como unidades las mismas unidades originales.

Para un número pequeño de datos (30 ó menos), se usa la expresión:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{(n-1)}}$$

donde, (n-1), tiende a compensar la inseguridad de lo pequeño de la muestra.

Cuando el valor de la desviación estándar es grande, indica mucha variación y cuando hay poca variabilidad, los valores de resistencia se aglomeran cerca al promedio y el valor de la desviación estándar es pequeño.

DESVIACION ESTANDAR PARA ESPECIMENES CILINDRICOS CON 30% DE PIEDRA GRANDE NO MAYOR DE 6"

TABLA N° 9.18

<u>MUESTRA</u>	<u>RESISTENCIA (kg/cm²)</u>	<u>X-8</u>	<u>(X - 8)²</u>
A	23.91	-0.97	0.9409
B	27.16	2.28	5.1984
C	25.46	0.58	0.3364
D	25.04	0.16	0.0256
E	25.04	0.16	0.0256
F	22.64	-2.24	5.0176
X = 24.88			11.5445

$$s = \sqrt{\frac{11.5445}{6-1}} = 1.5195 \text{ kg/cm}^2.$$

**DESVIACION ESTANDAR PARA ESPECIMENES CILINDRICOS
CON 30% DE PIEDRA GRANDE NO MAYOR DE 8"**

TABLA N° 9.19

MUESTRA	RESISTENCIA (kg/cm ²)	X-X	(X - X) ²
G	18.67	-1.26	1.5876
H	19.52	-0.41	0.1681
I	20.08	0.15	0.0225
J	19.95	0.02	0.0004
K	20.94	1.01	1.0201
L	20.94	1.01	1.02.01
X =20.01			3.8224

$$= \sqrt{\frac{3.8224}{6-1}} = 0.8743 \text{ kg/cm}^2.$$

5.1.3. COEFICIENTE DE VARIACION. Es un coeficiente adimensional, que se expresa en porcentaje y proporciona una comparación válida entre datos de distinto orden de magnitud. Mediante este coeficiente se determina el grado de control con que se ha preparado y ensayado las muestras de concreto.

Se lo determina mediante la expresión:

$$\text{C.V.} = \frac{\quad}{X} \times 100.$$

- Coeficiente de variación para especímenes cilíndricos con 30% de piedra grande no mayor de 6":

$$\text{C.V.} = \frac{1.5195}{24.88} \times 100 = 6.10\%$$

- Coeficiente de variación para especímenes cilíndricos con 30% de piedra grande no mayor de 8”:

$$C.V. = \frac{0.8743}{19.93} \times 100 = 4.38\%$$

Existen diversas opiniones sobre cuales deben ser los valores de los coeficientes de variación que correspondan a un cierto tipo de control. El Reglamento Mexicano, menciona que: “Sí se fabrica concreto pesando los materiales, verificando el contenido de humedad, trabajabilidad y realizando una supervisión intermitente, el control de calidad será bueno si el coeficiente de variación oscila entre 10-18%”. Con esta referencia podemos afirmar que los resultados obtenidos, nos indican un control de buena calidad.

Capítulo VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al concluir todo trabajo de investigación, se deben obtener conclusiones de tal forma que salgan a la luz conceptos que se desconocen o que por algún motivo son tergiversados. Del mismo modo finalizado el trabajo se deben proporcionar recomendaciones sobre como actuar y como obtener mejores resultados.

6.1. CONCLUSIONES

De las curvas esfuerzo-deformación podemos decir que un concreto simple más piedra desplazadora, también es un material casi elástico, pues éstas presentan inicialmente un tramo casi recto, que nos está indicando una proporcionalidad de esfuerzos y deformaciones.

El concreto ciclópeo es un material que en presencia de cargas externas falla principalmente por adherencia, es decir, que al producirse la falla, cualquiera que fuere el origen, la piedra desplazadora casi no sufre daño alguno, lo que nos hacen pensar que al desprenderse el concreto simple de la piedra grande, el elemento habrá fallado.

La inclusión de la piedra desplazadora, aumenta la heterogeneidad de la masa del concreto, lo que permite que el mismo disminuya su resistencia.

La prueba a compresión simple nos demuestra que ha mayor tamaño de piedra desplazadora, la resistencia es menor.

De la prueba a flexión se observa que la resistencia es mayor cuando se usa piedra grande de hasta 8" de diámetro, que cuando se utiliza piedra desplazadora de hasta 6".

De la prueba al corte, se observa que los especímenes que contenían piedra desplazadora de hasta 6", necesitaron mayor carga para fallar.

Mientras se mantenga como regla que el concreto ciclópeo contenga 30% de piedra en volumen, el espaciamiento que ha de producirse entre piedra y piedra será de 3 a 5 cm, como máximo. Este fenómeno trae como consecuencia que en el seno del elemento (cimiento), exista contacto directo entre piedra y piedra, de este modo se estaría asegurando el colapso de la estructura.

El 30% de piedra desplazadora, medido en volumen solamente es exacto en el laboratorio.

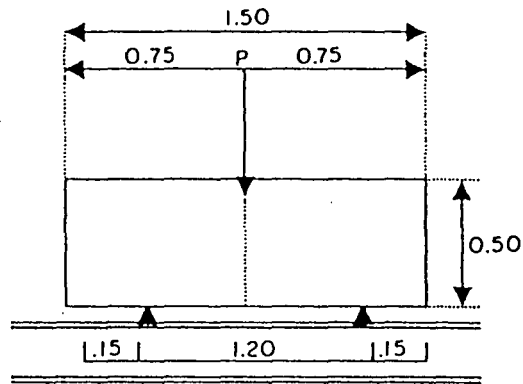
Mientras el suelo de cimentación se encuentre lo suficientemente compactado, el concreto ciclópeo no fallará por compresión, considerando aún más que la masa está confinada lateralmente.

Una cimentación corrida trabaja absorbiendo fuertes esfuerzos producidos por flexión, pues, este elemento tiene un aspecto de viga simplemente apoyada.

Si se diseña adecuadamente un concreto simple con un proporcionamiento en volumen de 1:10, como es el que nosotros hemos utilizado, la cantidad de cemento necesario es de 3.5 bolsas por metro cúbico de concreto y no 4.5 bolsas por metro cúbico que es lo que frecuentemente se utiliza para presupuestos.

Si los resultados encontrados en las diferentes pruebas, aparentemente son bajos; podemos afirmar que los resultados que se obtendrían al probar las cimentaciones que comúnmente se construyen, éstas con toda seguridad arrojarían resultados catastróficos.

Finalmente, habiendo hecho uso de un molde que representa un cimiento cuyo peralte y ancho a escala natural, el llenado permitió que las piedras se ubiquen en tres capas, tal como se muestra en la figura.



6.2. RECOMENDACIONES

- Para determinar el 30% de piedra en volumen, éste debe darse de la manera siguiente: a lo largo de la zanja de cimentación y a cada 75 cm, se debe descargar una carretillada de piedra llena.
- Para que surta efecto la recomendación anterior, deberá usarse carretillas comunes o estándar de dos pies cúbicos de volumen.
- La piedra, además de cumplir con la característica de ser resistente y libre de terrones, debe encontrarse saturada superficialmente seca.
- La piedra desplazadora, no deberá ser lanzada sino colocada adecuadamente, tratando de buscar la ubicación y consiguiendo que entre piedra y piedra exista masa de concreto simple de por lo menos 3 a 5 cms.
- Para un mejor comportamiento de la cimentación, ante la presencia de cargas, se debe reducir el volumen de piedra, quizás hasta un 25%, de modo que permita un mayor espacio entre piedra y piedra, el mismo que deberá ser ocupado por concreto simple.

- Finalmente, ante la indiferencia con que muchos contratistas y constructores miran a este tipo de cimentaciones, éstas deben recibir un mayor interés y cuando menos, para establecer las cantidades de ingredientes, estas deben provenir de un diseño de mezclas partiendo de la dosificación en volumen de 1:10, recomendada por el Reglamento Nacional de Construcciones.

Capítulo VII REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- A. San Bartolomé, "Albañilería Confinada", Libro 4, Colección del Ingeniero Civil, 1990 Lima Perú
- 2.- A. Blasco, G. Ottazzi, "Análisis de Proyectos de Estructuras Comunmente Usadas de Dos ó Tres Pisos" , VII Congreso de Ingeniería Civil, 1986, Cajamarca Perú.
- 3.- Day A. David Biblioteca Internacional del Ineniero Civil, Ediciones Ciencia y Técnicas S.A., 1989, Mexico D.F.
- 4.- Gonzales Cuevas, "Concreto Reforzado" LIMUSA S.A. de C.V., Tercera Edición, 1992 México D.F.

Capítulo VIII ANEXOS

ANEXO I
MAPA DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN

ANEXO II
PANEL FOTOGRAFICO

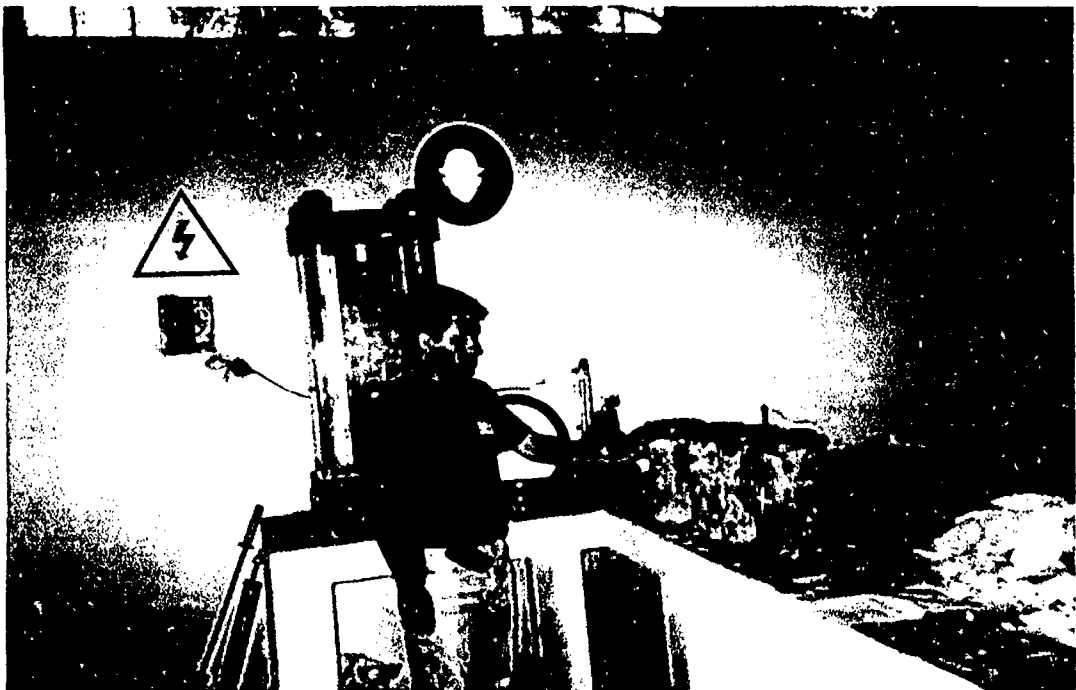
TAMIZADO DE MUESTRA



PESOS DE MUESTRAS



PROBETAS DE CONCRETO



ROTURA DE PROBETA

