

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION  
DEL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA  
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**FREDDY FRANK ZAPATA CRUZ**

**Lima- Perú**

**2008**

## INDICE

Resumen	Pág. 3
Introducción	Pág. 5
CAPITULO 1. Predimensionamiento de elementos estructurales	Pág. 7
CAPITULO 2. Análisis estructural mediante el uso del Etabs v. 9.0	Pág. 16
CAPITULO 3. Diseño estructural utilizando el Etabs v. 9.0	Pág. 41
CAPITULO 4. Diseño estructural utilizando hojas de cálculo Excel.	Pág. 63
Conclusiones	Pág. 66
Recomendaciones	Pág. 69
Bibliografía	Pág. 71
Anexos	

## RESUMEN

El presente informe de titulación tiene como objetivo, realizar el análisis estructural utilizando el programa ETABS a una edificación que se construirá en el Hospital San José de Chincha (pabellón de consultorios de ginecología y pediatría, con un área de 415.44 m<sup>2</sup> techado y será de un solo piso más azotea), y con dichos resultados del análisis, realizar el diseño de los elementos estructurales utilizando el mismo Etabs y hojas de cálculo Excel, empleando el Código ACI-318-2005 y las Normas Peruanas de edificaciones año 2006, pero contemplando la construcción de un segundo piso.

El presente informe contribuye a iniciarnos en el modelaje estructural usando el ETABS, en realizar el adecuado predimensionamiento de los elementos estructurales, el diseñar muros de albañilería según la norma E060 y el diseñar muros de concreto armado, según la norma E060, ACI-318-2005.

El trabajo realizado se presenta organizado en cuatro capítulos y anexos. En el primer capítulo se define, en líneas generales, el predimensionamiento de vigas, columnas, losa aligerada, muros de albañilería y se verifica la densidad mínima de muros en cada dirección según la norma E070, donde se observa que si cumple dicho requisito.

En el capítulo dos, a partir del predimensionamiento y propiedad de los materiales del concreto y albañilería se hace el análisis estructural utilizando el programa ETABS v. 9.0, donde se hace el análisis dinámico utilizando la norma E030 y al final verificamos que el desplazamiento relativo máximo del entrepiso está dentro de los límites dados por la norma E030.

En el capítulo tres, con el mismo Programa ETABS v. 9.0 pasamos a realizar el diseño estructural de vigas y columnas, y muros de albañilería confinada.

El diseño de vigas y columnas los realiza automáticamente una vez definido la combinación de carga, la envolvente según la norma E060 y los muros de albañilería se diseñaría con ayuda del Excel, pero considerando los valores de fuerzas cortantes y momentos flectores obtenidos mediante el Etabs. Cabe mencionar que el programa ETABS v.9.0 diseña placas, dada una distribución

de acero en toda la sección de la placa, pero esto no se ha considerado en el presente capítulo.

En el capítulo cuatro, se realiza el diseño estructural de los 4 muros de concreto armado (placas) según la norma E060 y ACI-2005 en algunos casos y en el Anexo 1, presentamos los diagramas de interacción para cada una de las cuatro (04) placas que hay en la edificación y todas ellas han sido creadas en Excel y con la ayuda de Macros, cuya codificación se muestra en dicho anexo.

No perteneciente a un capítulo, pero si van al final son los anexos donde se mostrará los cálculos para realizar los diagramas de interacción de las cuatro (04) placas, así como el estudio de suelos y los planos estructurales.

## INTRODUCCION

Según United Status Geological Survey, a las 6:40 p.m. del 15 de Agosto del 2007 se produjo un terremoto de magnitud de momento  $M_w = 8.0$ , cuyo epicentro se localizó a 50 Km. al Oeste de Chincha Alta (150 Km. al sur este de Lima y 110 Km. al nor oeste de Ica, con un foco a 39 Km. de profundidad.

En Parcona, ubicada sobre un suelo sedimentario, a 122 Km. al sur este del epicentro se captó el sismo donde se registró una aceleración máxima de 0.5g, por la cual el sismo tiene la categoría de “moderado”.

Dicho sismo provocó muchos daños leves y hasta severos a las edificaciones de albañilería de la zona afectada y estos se debieron a factores como:

- La baja calidad del suelo donde están ubicadas. (fig. 1)
- Cimentaciones no adecuadas.
- La calidad de los materiales empleados. (Fig. 2)
- Técnicas constructivas inadecuadas. (Fig. 3)
- Deficiencias en la estructuración y en el diseño. (Fig. 5)



**Fig. 1.- Baja calidad del suelo**



**Fig. 2.- Mala Calidad del ladrillo**

Debido a dichos problemas que se presentan muchas veces en nuestro país, y que tiene que ver con desconocimientos de normas vigentes y procedimientos constructivos, el presente informe aplicará el análisis y diseño estructural a un pabellón nuevo que se construirá dentro del hospital “San José de Chincha”.

Dicho pabellón serán los consultorios de Ginecología y Pediatría, ya que la demanda del perfil llamado “Construcción de Nuevas Unidades de Atención del Hospital San José de Chincha”, así lo demuestra.



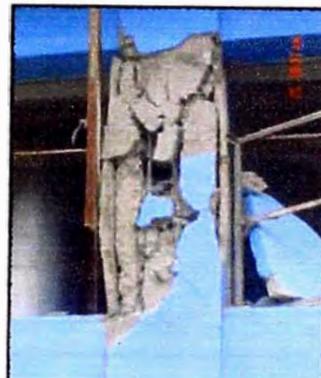
**Fig. 3.- Mala práctica Constructiva**



**Fig. 4.- Piso Blando**



**Fig. 5.- Deficiente estructuración**



**Fig. 6.- Columna corta.**

Para cumplir con dicha propósito y realizar un buen diseño estructural, el presente Informe de Suficiencia profesional se enfoca en el análisis y Diseño Estructural del Edificio, haciendo uso del programa Etabs V.9.0 y aplicando la ultima Norma actualizada de Edificaciones 2006, aplicada a la Unidad de Atención del Hospital San José de Chincha.

La construcción que se realizará según el perfil de preinversión es de un solo nivel, por consiguiente el modelo del análisis también se ha hecho para un solo nivel, sin embargo se ha previsto el diseño para que resista la construcción de un nivel más, es decir hasta un segundo piso más su azotea.

## CAPITULO I

### PREDIMENSIONAMIENTO

#### 1.1 INTRODUCCION

Antes de pasar al análisis estructural, se recomienda partir de ciertas características geométricas de nuestros elementos estructurales (vigas, columnas, muros, losa aligerada, etc.) y para ello hay criterios establecidos para su predimensionamiento. En este capítulo abordaremos los criterios para predimensionar haciendo uso de la norma E-060 y otros métodos usados en la práctica.

#### 1.2 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

Ubicación: Chincha Alta – Ica.

Nº de pisos: 01

Uso: Hospital

Sistema estructural:

En la dirección X: Albañilería

En la dirección Y: Albañilería

Área techada = 415.44 m<sup>2</sup>.

Mortero: 1:1:4 cemento: Cal: Arena.

Resistencia del terreno: 1 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 1.3 PREDIMENSIONAMIENTO

Con el predimensionado se establecen unas dimensiones iniciales de las secciones transversales de nuestros elementos estructurales, y en las etapas de análisis y diseño, se hacen cálculos de comprobación y reajuste para obtener luego las dimensiones definitivas de las secciones.

##### 1.3.1 Predimensionamiento de Vigas

El ancho de Viga será:  $b = \text{Ancho tributario} / 20$  (1.1)

El Peralte de Viga será:  $h = L_n / \alpha$  (1.2)

Donde:

$\alpha$ , dependerá de la sobrecarga, tal como se muestra en la tabla 1.1.

$L_n$ , Longitud libre de la viga.

**Tabla 1.1****Valores de  $\alpha$  para el cálculo del peralte de la viga.**

S/C (kg/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	S/C (kg/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
200	13	750	10
250	12	1000	9
500	11		11

Además cuando el proyecto se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico se recomienda las siguientes disposiciones de la norma E-060, artículo 11.3, las cuales son:

- $b/h \geq 0.30$
- $d \leq L_n/4$
- $b \geq 25 \text{ cm.}$
- $b \leq b_c + 1.5 h$  (bc: ancho de las columnas)
- $\rho \text{ máx.} = 0.025$
- Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de inversión de esfuerzos deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, sin exceder 30 cm.

El Peralte mínimo para no verificar deflexiones, en vigas que forman pórticos será cuando se cumpla:  $h = l / 16 \dots \dots (1.3)$  (Norma E060, art. 10.4.1.3)

**APLICACIÓN:**

A continuación se aplicará a nuestra edificación:

En hospitales, zona de servicio: 300 kg/m<sup>2</sup>

Debido a la tabiquería móvil: 100 kg/m<sup>2</sup>

Sobrecarga Total = 400 kg/m<sup>2</sup>

**Cuadro 1.1****Cálculo del Predimensionamiento de las Vigas.**

Viga	Ancho tribut. (m)	$L_n$ (m)	b (m) (1.1)	h (m) (1.2)	h (m) (1.3)
eje 1(O-M)	2.35	4.10	0.12	0.34	0.26
eje 5 (M-2')	3.00	4.50	0.13	0.38	0.28
eje 2' (M-H')	2.90	4.50	0.15	0.38	0.28

Se observa que el ancho de la viga predimensionada es menor a 0.15 m, lo cual es incorrecto según la norma E060, para zona de alto riesgo sísmico como es nuestro caso.

Por lo tanto, para una primera aproximación tendremos 3 tipos de vigas:

**Para las Vigas Principales (dirección Y):**

V1: 0.25x0.30 Para luces menores a 4 m.

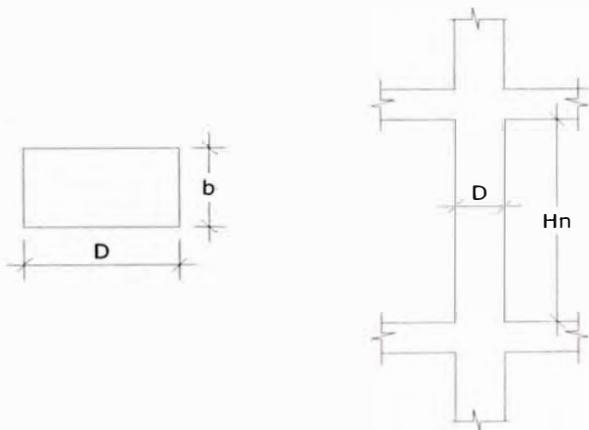
V2: 0.25x0.40 Para luces mayores a 4m.

**Para las Vigas Secundarias (dirección X):**

V3: 0.25x0.20 (En esta viga se tiene que verificar deflexión)

### 1.3.2 Predimensionamiento de Columnas

Sea las dimensiones de la columna  $b \times D$ , donde  $b$  es lado menor.



Las consideraciones que se deben tomar en cuenta para zona de alto riesgo sísmico según disposiciones de la norma E-060, artículo 12.4, son:

\*  $b \geq 25$  cm.

\*  $b/D \geq 0.40$ , entonces:  $D \leq 2.50 b$

\*  $t \leq H_n/4$

Las columnas se predimensionan con: 
$$bD = \frac{P}{nf'_c} \quad (1.4)$$

Donde:

$D$ = dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna.

$b$ = la otra dimensión de la columna.

$P$ = Carga total que soporta la columna (Ver tabla 1.2)

$N$ = Valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la tabla 1.2

$f'_c$ = Resistencia del concreto a la compresión simple.

**Tabla 1.2****Valores de P y n para el predimensionamiento de columnas.**

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior N < 3 pisos	P = 1.10 P <sub>G</sub> n = 0.30
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior N > 4 pisos	P = 1.10 P <sub>G</sub> n = 0.25
Tipo C2, C3.	Columnas Extremas de Pórticos interiores	P = 1.25 P <sub>G</sub> n = 0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P = 1.50 P <sub>G</sub> N = 0.20

P: debido a cargas del sismo

P<sub>G</sub> es el peso total de las cargas de gravedad que soporta la columna, según su área tributaria.

**Nota:** Se considerará los primeros pisos a los restantes de los 4 últimos pisos.

### APLICACIÓN:

En nuestro caso el lado menor medirá 25 cm. y el lado mayor será como máximo 60 cm.

Utilizaremos en todos los pórticos columnas de 25cm x 25cm y según fuese el caso de rigidizar la estructura debida que no cumple con el desplazamiento lateral máximo permisible en alguna dirección pues se aumentará el peralte de la columna en dicha dirección.

### 1.3.3 Predimensionamiento de Losa Aligerada

Es posible el uso de losas unidireccionales siempre y cuando los esfuerzos axiales en los muros no excedan del valor indicado en 7.1.1.b.

El peralte mínimo de la losa aligerada para no verificar deflexiones, donde la losa esté conformada por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores de 7.5 m, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq l/25 \quad (1.5)$$

#### APLICACIÓN:

Entonces: Según el plano nuestra luz libre máxima mide 4.70 m, por tanto  $h \geq 4.70/25 = 0.188$  m.

Para efectos de uniformizar la losa aligerada, se considerará una losa cuyo espesor será igual a 20 cm.

### 1.3.4 Predimensionamiento de Muros de Albañilería

El espesor efectivo mínimo para muro portante, en la zona sísmica 3 es:

$$t \geq h/20 \quad (1.6)$$

Donde:

“h” es la altura efectiva.

“t” es el espesor efectivo del muro

Altura efectiva.- Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre. Para los muros que carecen de arriostres en su parte superior, la altura efectiva se considerará como el doble de su altura real.

En nuestro caso:  $h = 2.60$ m, Por tanto:  $t \geq 2.60/20 = 0.13$

Es decir que podemos usar muros de soga como opción mínima pero no sin antes de hacer otras verificaciones que se verán durante el resto del diseño.

Para efectos de estructuración podemos utilizar el concepto de densidad mínima de muros, el cual nos permitirá saber si la utilización de muros de soga es el adecuado.

**Densidad Mínima de Muros Reforzados.** La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta Típica}} = \frac{\sum L t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

(Norma E.070, art. 7.1.2.b)

Donde: “Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

“N” es el número de pisos del edificio;

“L” es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen); y,

“t” es el espesor efectivo del muro.

De no cumplirse la expresión (1.7), podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación  $E_c / E_m$ , donde  $E_c$  y  $E_m$  son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

#### APLICACIÓN:

Área techada = 415.44 m<sup>2</sup>

Z = 0.40

U = 1.50

S = 1.20

N = 1

- Hay que considerar que los muros portantes deberán tener una longitud mayor ó igual a 1.20 m. para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales. (Norma E-070, art. 6.4)

Muro	Dirección "x"		Muro	Dirección "y"	
	t=0.13m	t=0.23 m		t=0.13m	t=0.23 m
M16	3.80	0	M1	4.1	
M17	3.50	0.00	M2	3.64	
M18	3.50	0.00	M3	3.95	
M19	2.37	0.00	M4	4.1	
M20	4.70	0.00	M5	4.2	
M21	2.50	0.00	M6	4.1	
M22	4.18	0.00	M7	4.2	
M23	3.60	0.00	M8	1.43	
M24	3.60	0.00	M9	1.8	
M25	2.00	0.00	M10	1.7	
M26	2.70	0.00	M11	1.5	
M27	3.70	0.00	M12	3.55	
M28	4.70	0.00	M13	4.2	
M29	2.50		M14	4.51	
M30	1.70		M15	4.2	
			M31	1.68	
<b>Totales</b>	<b>49.05</b>	<b>0.00</b>		<b>52.86</b>	<b>0.00</b>

**Resumen:****Dirección X**

Lx (t= 0.13m) = 49.05

Lx (t= 0.23m) = 0.00

**Dirección Y**

Ly (t= 0.13m) = 52.86

Ly (t= 0.23m) = 0.00

**Verificación de la densidad de muros**

$$\text{Eje "X"} \quad \frac{49.05 \times 0.13 + 0 \times 0.23}{415.44} = 0.0154 > 0.01286 \quad \text{OK!}$$

$$\text{Eje "Y"} \quad \frac{52.86 \times 0.13 + 0 \times 0.23}{415.44} = 0.0165 > 0.01286 \quad \text{OK!}$$

**Eje "X"**

$$(49.05 \times 0.13 + 0 \times 0.23) / 415.44 = 0.0154 > 0.01286 \quad \text{OK!}$$

**Eje "Y"**

$$(52.86 \times 0.13 + 0 \times 0.23) / 415.44 = 0.0165 > 0.01286 \quad \text{OK!}$$

### 1.3.5 Predimensionamiento de Placas:

- Los muros serán dimensionados teniendo especial consideración en los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo. El espesor mínimo del muro será de 10 cm, excepto cuando coincide con muros exteriores de sótano, donde el espesor será de 20 cm.
- Los muros de corte se predimensionarán como si fueran columnas anchas. De hecho que los muros de corte deben comportarse como columnas ya que la teoría de placas no es más que una extensión de la teoría de vigas. En este caso el espesor “t” debe definirse siendo la incógnita el ancho “L”. Entonces el ancho L se encontrará de:

$$L = \left( \frac{V_s H_1}{n_m \eta E_c t} \right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (1.8)$$

Donde:

$V_s$  = ZUCS  $P_e$ , Cortante por sismo.

Z= Factor e Zona

U = Coeficiente de uso

C= coeficiente de amplificación sísmica.

S= factor del suelo.

$P_e$  = peso de la edificación.

$n_m$  = numero de columnas.

$\eta$  = factor para el desplazamiento permisible  $\Delta_p$

$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$  , Modulo de elasticidad del concreto.

## APLICACIÓN

- El espesor del muro de corte será de 13 cm, ya que el mínimo es 10 cm y además tendrá el mismo ancho que el muro de albañilería.

- Parámetros sísmicos:

$$Z= 0.4; U = 1.5; C= 2.5, S= 1.2., Pe = 2 \times 415.44 \text{ m}^2 \times 1 \text{ t/m}^2 = 830.88 \text{ ton.}$$

$$Vs = ZUCS Pe = 0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2 \times 830 \ 880 = 1 \ 495 \ 584 \text{ kg.}$$

Para el caso de muros de corte se utilizará el 125% de Vs.

Entonces, **para 2 muros** de 13 cm. de espesor y empleando la ecuación 1.8:

$$L = \left( \frac{V_s H_1^2}{n_m \eta E_c t} \right)^{\frac{1}{3}} = \left( \frac{1.25 \times 1495584 \times 260^2}{2 \times 0.005 \times 15000 \times \sqrt{210} \times 13} \right)^{\frac{1}{3}} = 164.76 \text{ cm.}$$

Por el lado de la seguridad en cada dirección debemos tener **dos muros** con una longitud mínima de 2 m. de largo cada una.

## CAPITULO 2

### ANALISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE EL USO DEL ETABS V. 9.0

#### 2.1 INTRODUCCION

Las edificaciones de albañilería son más difíciles de analizar que los sistemas aporticados, ya que implica utilizar elementos a tensión plana para representar a los muros portantes. En el caso del programa ETABS no cuenta con este elemento pero podemos utilizar el elemento membrana sin perder precisión. No se debe emplear elementos cáscara (shell) para representar muros de albañilería porque los muros no tienen resistencia a la flexión. El elemento membrana que utiliza el programa ETABS tiene tres grados de libertad por nudo: dos (2) trasnacionales y una (1) rotación perpendicular. Los muros de albañilería solo resisten cargas en su plano o sea dos traslaciones por nudo. También se debe recordar que las edificaciones de albañilería confinada son muy utilizadas en nuestro país y debe profundizarse en su estudio para no cometer errores de diseño.

En este capítulo se realizará paso a paso el análisis estructural de la nueva unidad de atención del Hospital San José de Chincha, el cual consta de un solo nivel, utilizando el programa Etabs V. 9.0.

Cabe precisar que los resultados obtenidos en el análisis estructural, serán incrementados en la etapa de diseño para prever la construcción de un segundo nivel, por tanto el diseño de los elementos estructurales serán capaces de resistir una construcción futura de hasta 2 niveles.

## 2.2 DATOS GENERALES PARA EL ANALISIS

- La distribución en planta se muestra en la figura 2.1, todos los muros estarán de soga.

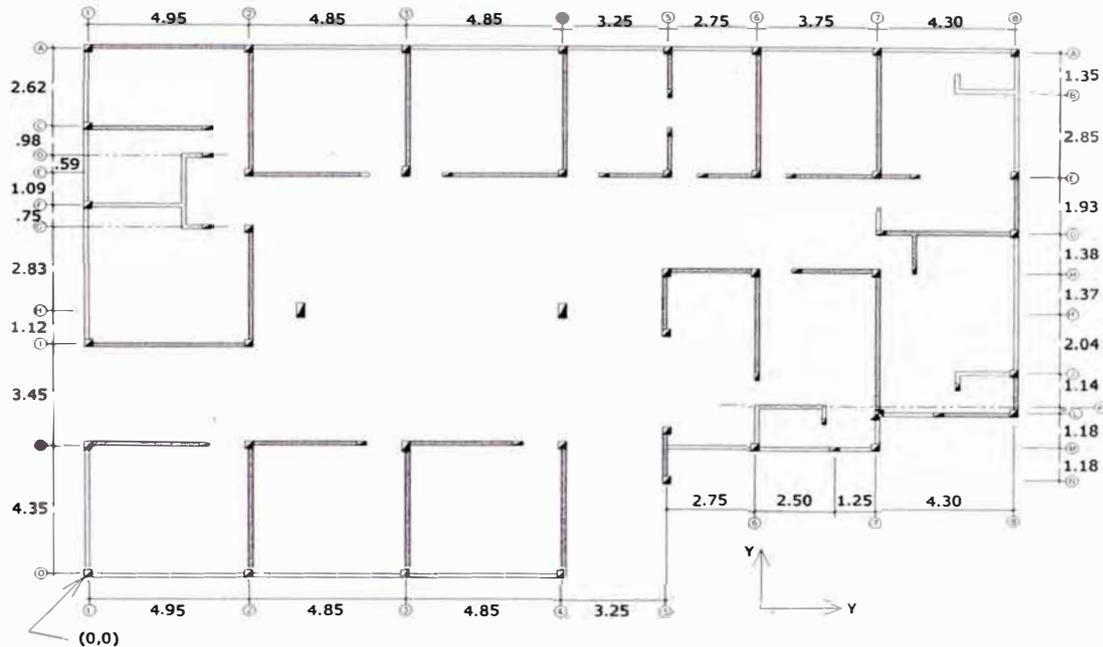


Fig. 2.1 Vista en Planta.

- Número de niveles: 1
- Área techada ( $A_t$ ) = 415.44 m<sup>2</sup>.
- Carga muerta adicional = 120 kg/m<sup>2</sup> (debido al peso de los acabados).
- Carga Viva: 400 kg/m<sup>2</sup>.
- $R_x = R_y = 6$  (Condición de Sismo Moderado)

## 2.3 INICIANDO UN NUEVO MODELO

- Al abrir el programa, dar en **OK**, luego en la parte inferior derecha de la pantalla escoger: **Ton.m**.
- Hacer clic en el comando **File Menú > New Model**.

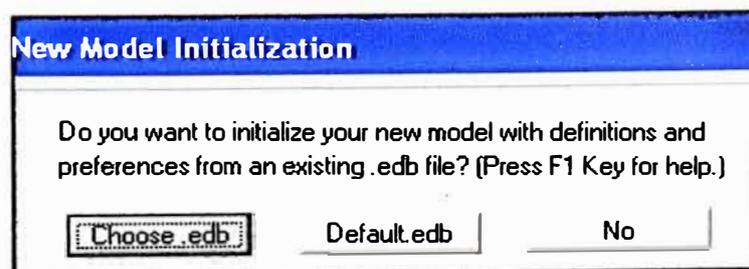


Fig. 2.2 El Formulario New Model Initialization

- Seleccionar el botón No en el cuadro anterior y aparecerá el cuadro mostrado en la Fig. 2.3

**Fig. 2.3 Formulario Building Plan Grid System and Store Data definition.**

- Hacer clic en **Custom Story Data** y luego hacer clic en el botón **Edit Story Data**.

Aquí pondremos la altura de la edificación

Para el primer y único nivel será la altura del falso piso al techo mas la mitad de la profundidad de cimentación, es decir:

$$h = 2.60 + 0.50 \times 1.50 \approx 3.30 \text{ m.}$$

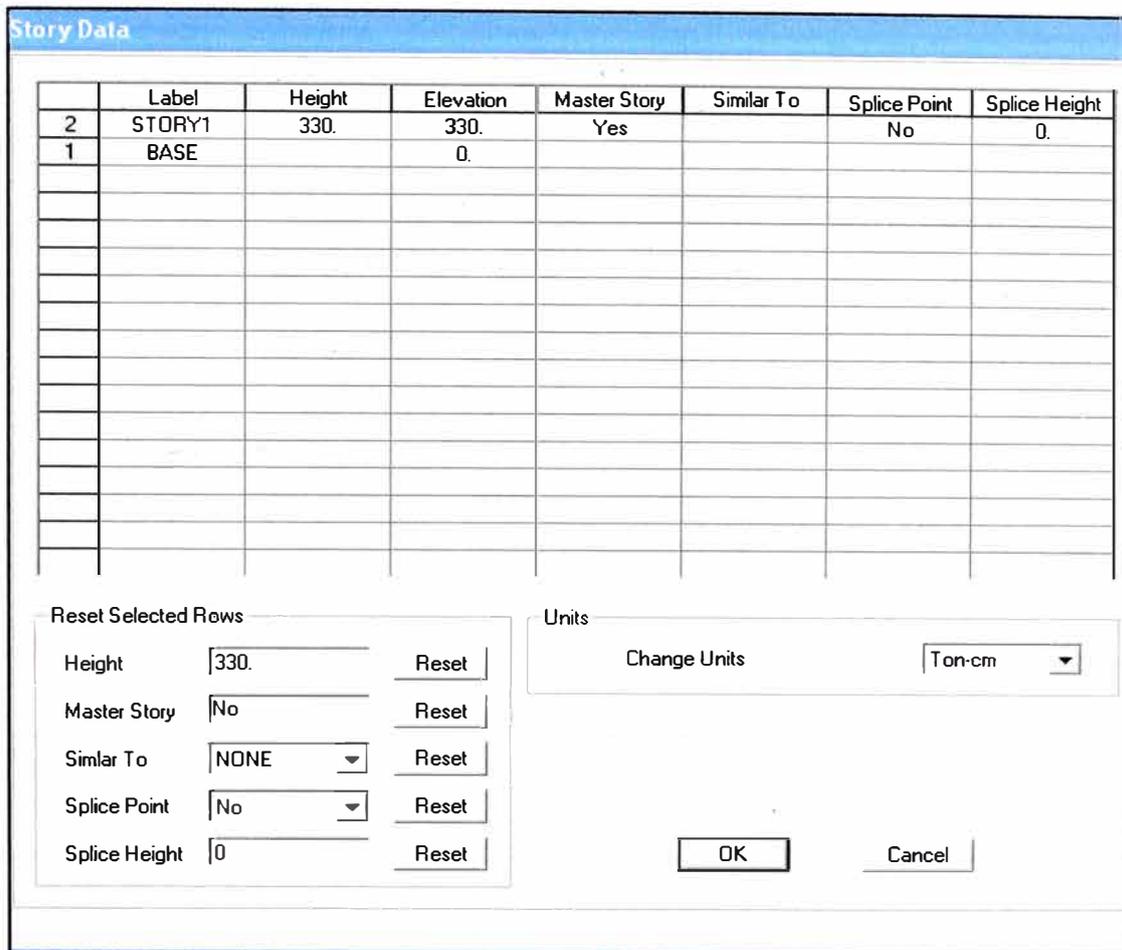


Fig. 2.4 Edición de Pisos

- Hacer clic en el botón **OK**, luego hacer click en **Custon Grid Spacing** y luego en el botón **Edit Grid**, y aparecerá el formulario **Define Grid Data**. Aquí pondremos la ubicación de los ejes según se muestra en la figura 2.5, el cual nos servirá más adelante para dibujar nuestros elementos estructurales.

En X Grid Data poner los datos según se muestra en el siguiente cuadro:

1	0.00	Primary	Show	Top
	3.45	Primary	Hide	Top
	3.60	Primary	Hide	Top
2	4.95	Primary	Show	Top
2'	6.50	Primary	Show	Top
	8.45	Primary	Hide	Top
3	9.80	Primary	Show	Top
	11.05	Primary	Hide	Top
	13.30	Primary	Hide	Top
	13.93	Primary	Hide	Top

4	14.65	Primary	Show	Top
	15.90	Primary	Hide	Top
5	17.90	Primary	Show	Top
	18.95	Primary	Hide	Top
6	20.65	Primary	Show	Top
	21.70	Primary	Hide	Top
	21.90	Primary	Hide	Top
	23.15	Primary	Hide	Top
7	24.40	Primary	Show	Top
	25.60	Primary	Hide	Top
	26.95	Primary	Hide	Top
8	28.70	Primary	Show	Top

En Y Grid Data poner los datos según se muestra en el siguiente cuadro:

O	0.00	Primary	Show	Left
	1.10	Primary	Hide	Left
	3.15	Primary	Hide	Left
M	4.40	Primary	Show	Left
	4.85	Primary	Hide	Left
J	5.70	Primary	Show	Left
	5.95	Primary	Hide	Left
	6.40	Primary	Hide	Left
	6.75	Primary	Hide	Left
	6.90	Primary	Hide	Left
I	7.85	Primary	Show	Left
	8.45	Primary	Hide	Right
	8.90	Primary	Hide	Right
H	10.35	Primary	Show	Left
	10.80	Primary	Hide	Left
	11.60	Primary	Hide	Left
	11.70	Primary	Hide	Left
	11.90	Primary	Hide	Left
F	12.55	Primary	Show	Left
E	13.65	Primary	Show	Left
C	15.25	Primary	Show	Left
	16.50	Primary	Hide	Left
	16.90	Primary	Hide	Left
A	17.85	Primary	Show	Left

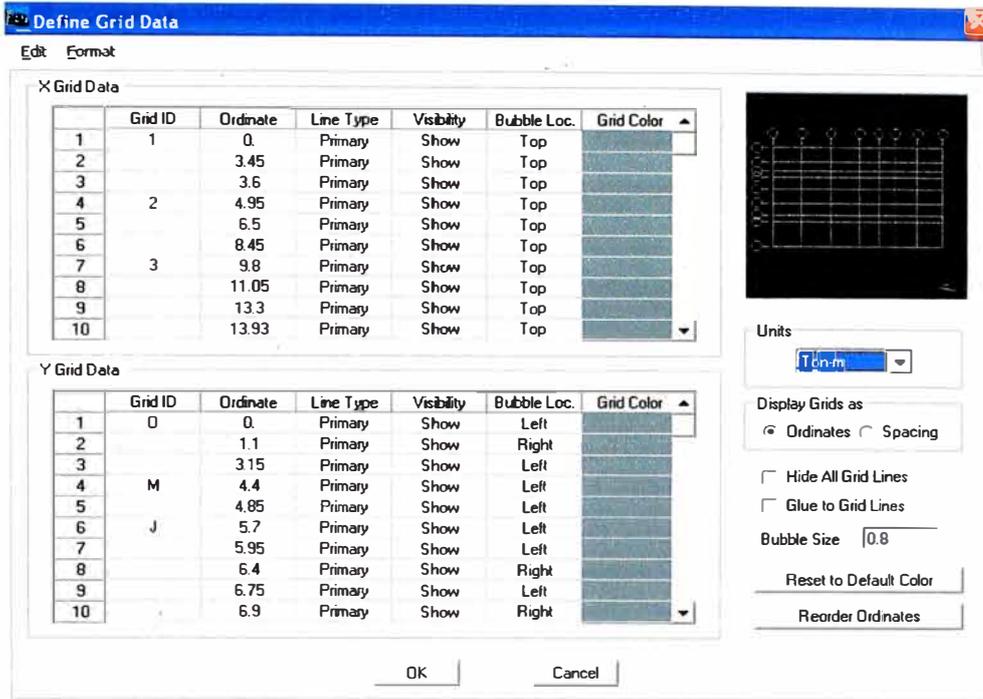


Fig. 2.5 Edición \_ distribución de los ejes

- Luego hacer clic en el botón OK para regresar al formulario **Building Plan Grid System and Story data definition** y nuevamente click en el botón OK para generar el modelo como se ve en la figura 2.6.

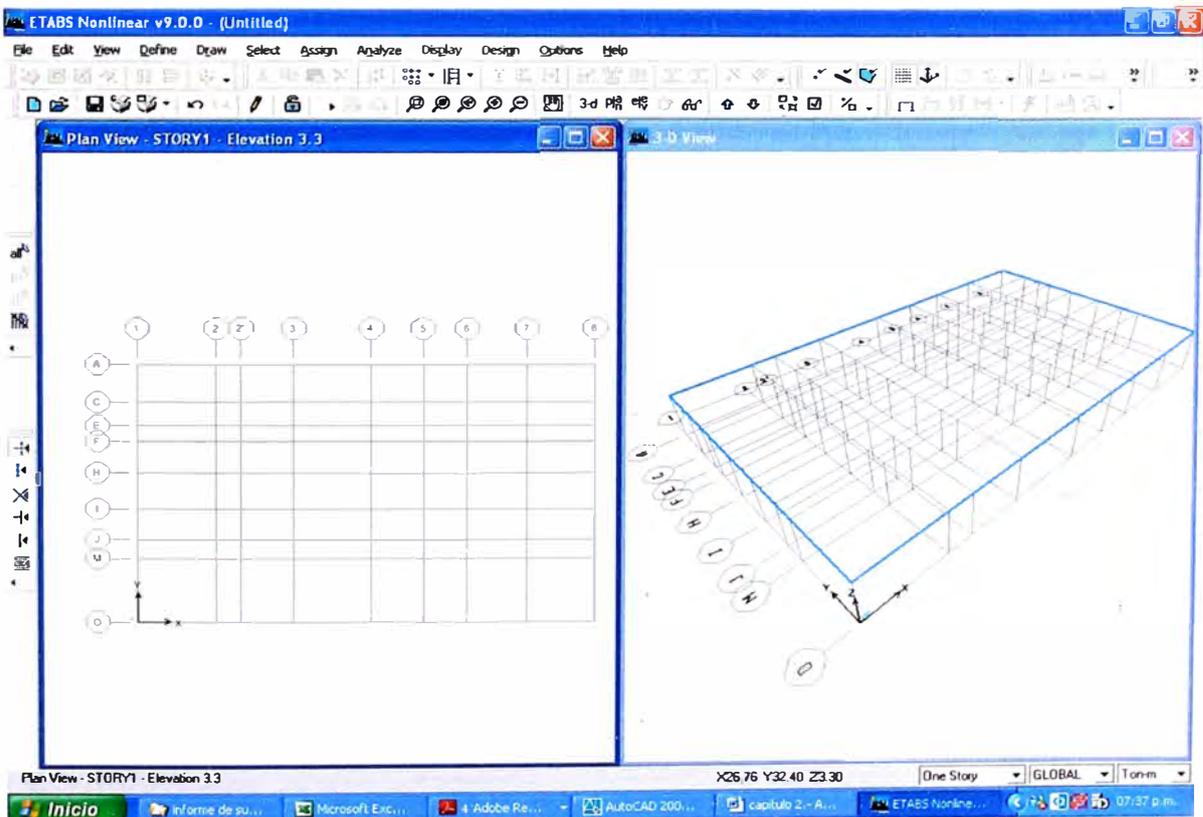


Fig. 2.6 Ventana Principal de Etabs

### 2.3.1 DEFINIENDO LOS TIPOS DE MATERIALES

- Hacer Click en el comando **Define menú > Material Properties Frame**, marcar **CONC** y click en **Modify/Show Material**.

Aquí pondremos las propiedades del concreto tal como se muestra en la fig. 2.7. Recordar que las unidades están en toneladas y metros.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

Field	Value
Material Name	CONC
Type of Material	Isotropic (selected)
Design	Concrete
Mass per unit Volume	0.245
Weight per unit Volume	2.4
Modulus of Elasticity	2173707
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	905711.25
Specified Conc Comp Strength, f'c	2100
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>

**Fig. 2.7 Edición de propiedades del concreto**

- Luego hacer click en **OK** para aceptar los datos.
- Hacer click en **Add New Material** y aparecerá el formulario **Material Property data**. En la caja de edición material Name digitar **ALBA** y luego colocar las propiedades del material de albañilería tal como se muestra en la fig. 2.8.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

Field	Value
Material Name	ALBA
Type of Material	Isotropic (selected)
Design	None
Mass per unit Volume	0.194
Weight per unit Volume	1.3
Modulus of Elasticity	325000
Poisson's Ratio	0.18
Coeff of Thermal Expansion	0
Shear Modulus	95338.983

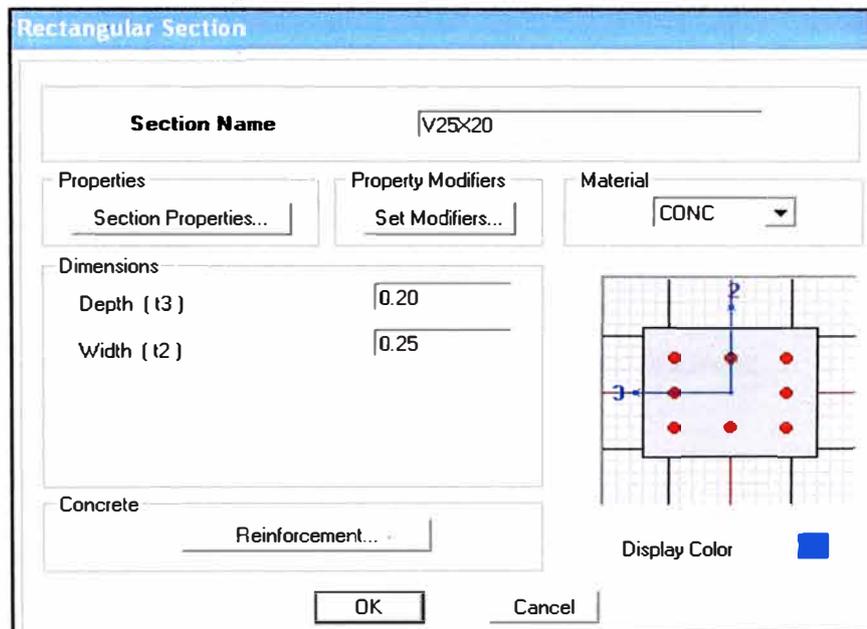
**Fig. 2.8 Propiedades del ladrillo de arcilla**

- Hacer click en **OK** para aceptar los datos.

### 2.3.2 DEFINIENDO UNA LISTA DE OBJETOS LINEA (SECCIONES)

- Hacer click en el comando **Define menú > Frame sections**, Eliminar todas las secciones ubicas en el lado izquierdo y sobre **Add I/Wide Flange** colocar con un click **“Add Rectangular”**.

En esta ventana pondremos las características de la sección tal como se muestra en la fig. 2.9.



**Fig. 2.9 Sección de Viga**

- Luego hacer click en **Reinforcement**, para digitar su recubrimiento y elegir el tipo de comportamiento del elemento, es decir si el objeto línea se comportará como viga o como columna, tal como se muestra en la fig. 2.10

**Reinforcement Data**

Design Type  
 Column       Beam

Concrete Cover to Rebar Center  
 Top      0.02  
 Bottom      0.02

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	0	0
Bottom	0	0

OK      Cancel

**Fig. 2.10 Recubrimiento y tipo de elemento a diseñar**

- El mismo procedimiento para las siguientes secciones:

En columnas tendremos: C25x25

C25x35

C25x50

C13x20

C13x30

En Vigas tendremos: V25x20

V25x30

V25x40

## 2.4 AGREGAR OBJETOS LINE

En este paso dibujaremos los elementos viga y columna.

Para dibujar las columnas hacemos click en el comando **Draw Menú > Draw Line Objects > Create Columns in Region or at Clicks**, y hacemos click en la columna teniendo la figura en vista en planta y activado el icono Snap to grid Intersections and Points.

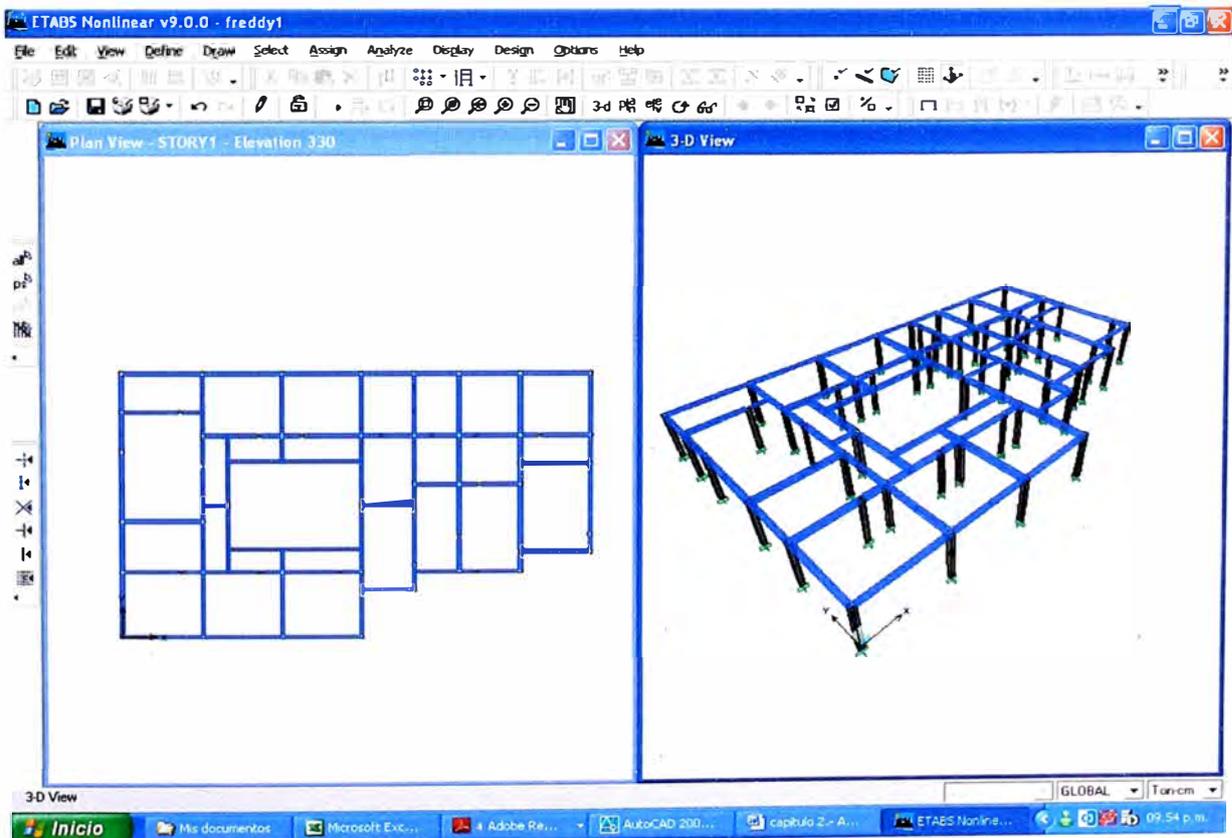
Para dibujar las vigas hacemos click en el comando **Draw Menú > Draw Line Objects > Draw Lines**, activamos el icono Snap to grid Intersections and Points y hacemos click en cada extremo de la viga, teniendo la figura en vista en planta. (**View > Set Plan View > OK**). Ver figura 2.11

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	V25X40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

**Fig. 2.11 Selección de la viga a dibujar**

De la misma manera seguimos con las demás secciones creadas en 1.3.2

- Luego ir al botón  y aparecerá el formulario **Set Building View Options** y desactivar **Grid Lines** en la columna **Visible en View**. Se debe obtener la figura 2.12.



**Fig. 2.12 Dibujo de objetos línea: Vigas y Columnas.**

## 2.5 AGREGAR OBJETOS AREA

### 2.5.1 Definir una lista de secciones Wall/Slab/Deck

- Para crear la sección de la losa aligerada, Ingresar al comando **Menu Define > Wall/Slab/Deck Sections**, para definir los muros de corte y elementos shell a utilizar en el modelo. Entonces aparecerá el formulario **Define Wall/Slab/Deck Sections**. En la caja hacer click en **Add new Deck** y poner los valores correspondientes para una losa aligerada de 20 cm. tal como se muestra en la fig. 2.13.

**Fig. 2.13 Losa Aligerada – Sección**

- Hacer click en **OK** para aceptar los valores propuestos.
- De la misma manera crear **MURO 13**, en la caja hacer click en **Add new Wall**, tal como se muestra en la fig. 2.14

**Wall/Slab Section**

Section Name: MURO13

Material: ALBA

Thickness

Membrane: 0.8

Bending: 0.13

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:

OK Cancel

**Fig. 2.14** datos de muro de Albañilería

### 2.5.2 Dibujo de los objetos del Área del Piso.

Asegúrese que la Vista en Planta este activa. Ahora dibuje un objeto área para representar el piso usando los siguientes ítems.

- Hacer click en el botón **Draw Área**, y seleccionar en **Property ALIG 20**, luego activar el icono Snap to grid Intersections and Points y dibujar los puntos del área que encierra la losa.

Properties of Object	
Property	ALIG20
Local Axis	0.
Drawing Control	None <space bar>

**Fig. 2.15** Selección de losa aligerada a dibujar

- Lo mismo para dibujar los muros, Hacer click en el botón **Draw Área**, y seleccionar en **Property MURO 13**, luego activar el icono Snap to grid Intersections and Points y dibujar los puntos del área que encierra cada muro.

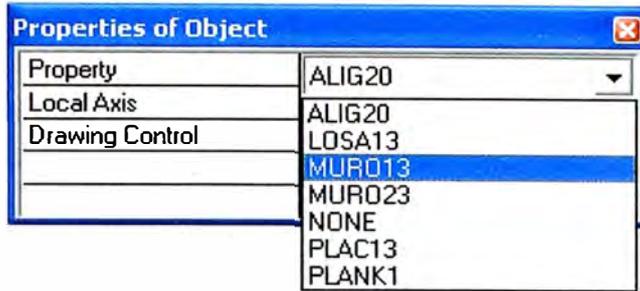


Fig. 2.16 Selección de muro a dibujar

- Para una mejor vista de la adición de la losa, click en el botón  . Cuando este formulario aparezca, verificar que el recuadro Fill y Apply to all Window estén activados con un check y aparecerá el formulario **Set Building View Options** y desactivar Grid Lines en la columna **Visible en View**. Se debe obtener la figura 2.17

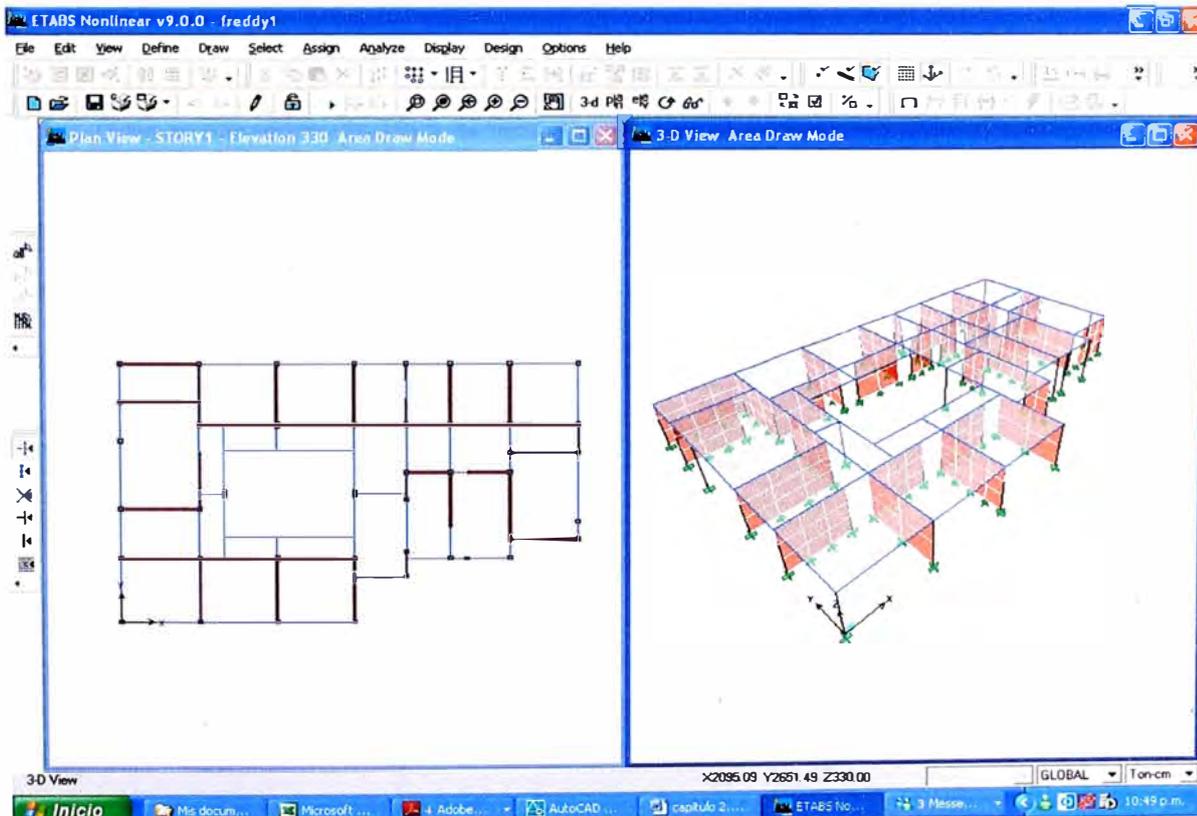
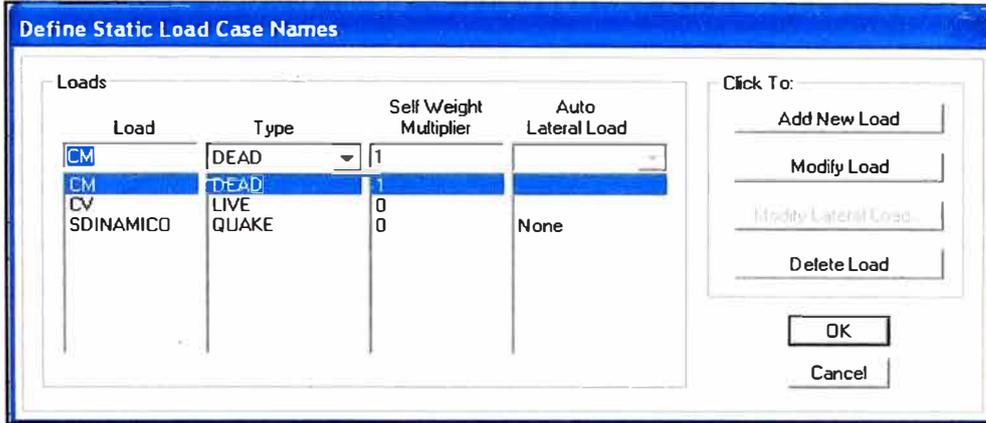


Fig. 2.17 Modelo después de que se han agregado los objetos área de piso.

- Hacer click en el comando **File Menu > Save**, para guardar el modelo.

## 2.6 DEFINICION DE LOS CASOS DE CARGA ESTATICA

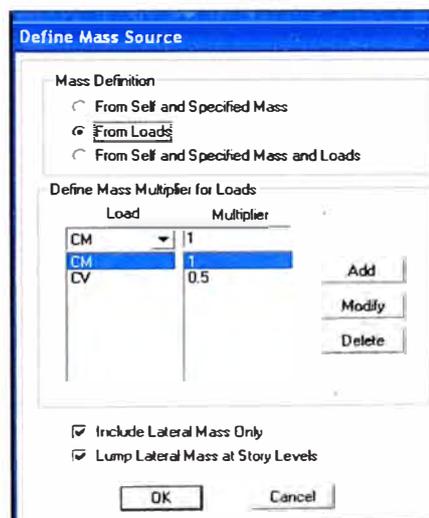
- Hacer click en el comando **Define menu > Static Load Cases**, para que aparezca el formulario Define Static Load cases, y agregar la Carga **SDINAMICO**, como carga de sismo (Quake) tal como se muestra en la fig. 2.18.



**Fig. 2.18 Ingreso de sistemas de Carga Estática.**

## 2.7 CASOS DE ANALISIS SISMICO POR EL METODO DINAMICO

- Para definir las masas para análisis sísmico hacer click en **Define menú > Mass Source**, para indicar como se conseguirán las masas. Según la Norma E.030, en la artículo 16.3 señala que para edificaciones de las categorías A y B, el peso "P" de la edificación, se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un 50% de la carga viva. Ver Fig. 2.19



**Fig. 2.19 Definición de masas sísmicas**

## 2.8 ASIGNAR CARGAS DE GRAVEDAD

- Nos ubicamos en **STORY 1**, y hacer click en cualquier lugar de la losa para seleccionar la losa. Si nos equivocamos en seleccionar, presionar el botón **Clear Selection**.
- Hacer click en el comando **Assign > Shell/Area Loads > Uniform**. Aparecerá el formulario Uniform Surface Loads. Seleccionar CM del cuadro Load Case name, tal como se muestra en la fig. 2.20. Luego OK.
- Hacer click en el comando **Assign > Shell/Area Loads > Uniform**. Aparecerá el formulario Uniform Surface Loads. Seleccionar CM del cuadro Load Case name, tal como se muestra en la fig. 2.21. Luego OK.

**Fig. 2.20 Asignación de Carga Muerta en la losa**

**Fig. 2.21 Asignación de Carga Viva en la losa**

- Hacemos click en todas las vigas perimetrales, luego ir al comando **Assign > Frame/Line Loads > Distributed**. Aparecerá el formulario Frame Distributed Loads. Seleccionar CM del cuadro Load Case name, tal como se muestra en la fig. 2.22. Luego OK.

**Fig. 2.22 Asignación de Carga Muerta a las vigas perimetrales**

A las vigas que rodean el ducto de iluminación se aplicará una carga muerta de de 250 kg/m debido al peso de los parapetos.

## 2.9 DEFINIENDO EL ESPECTRO DE ACELERACION SEGÚN NORMA E030

- Es recomendable trabajar en una hoja de cálculo Excel como se muestra en la fig. 2.23
- Estos valores de periodo (T) y aceleración espectral (Sa) serán ingresados al programa ETABS, para lo cual hacer click en **Define menú > Response Spectrum Functions**, aparecerá el formulario Define Response Spectrum Functions, desplegar lista y hacer click en **Add User Spectrum**. En la caja de edición Function Name escribir E030 y llenar los valores de la columna de periodos y aceleración espectral, tal como se muestra en la fig. 2.24

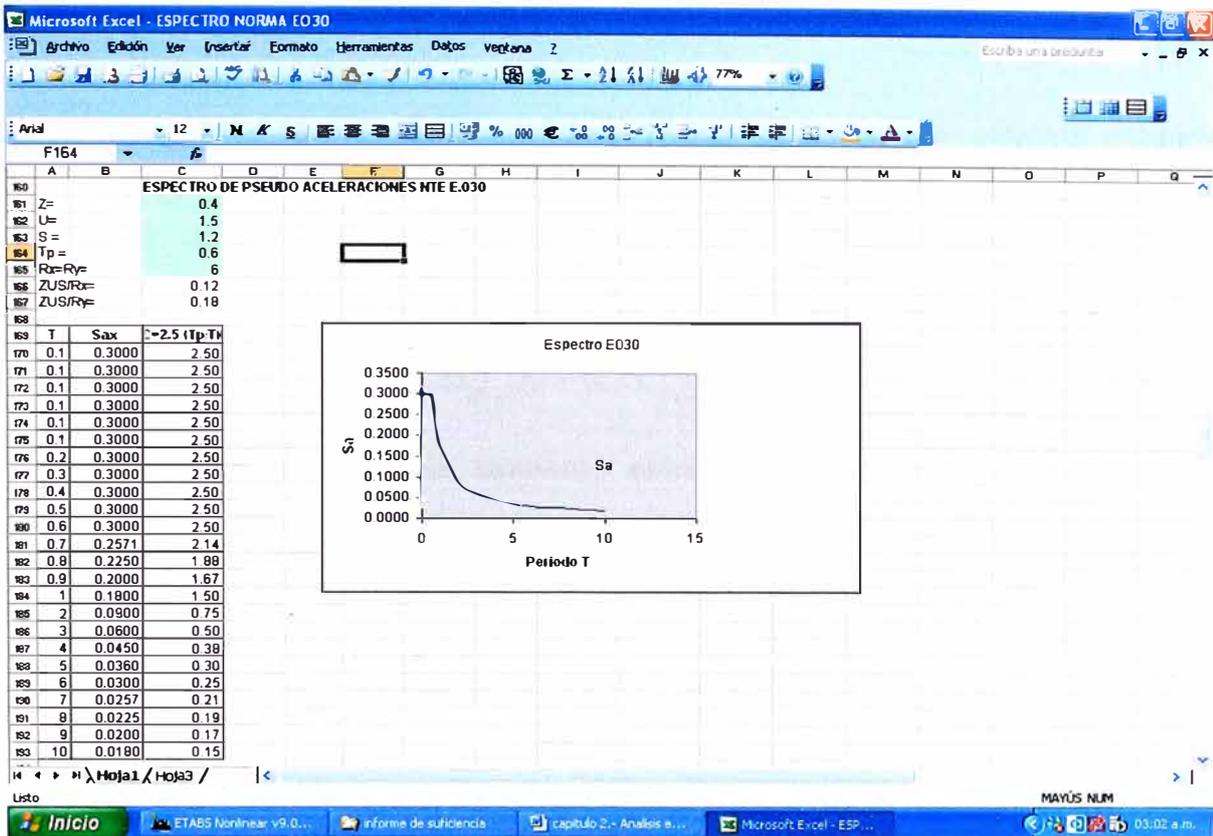


Fig. 2.23 Cálculo del Periodo y aceleración espectral en Excel

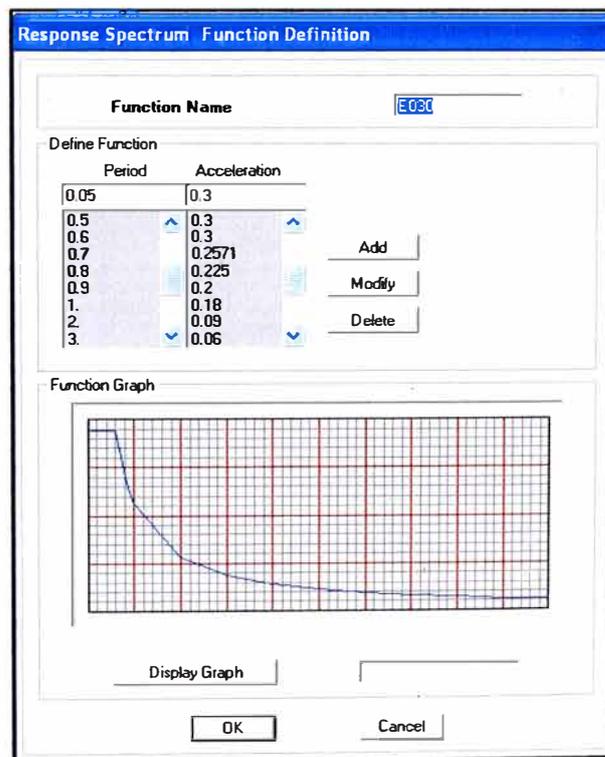


Fig. 2.24 Definición de espectro de aceleraciones según Norma E.030

## 2.10 DEFINIENDO CASOS DE RESPUESTA ESPECTRAL.

- Según la Norma E030, artículo 18.2.c, la respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \dots\dots\dots(2.1)$$

Para ello optaremos por la siguiente estrategia: definiremos dos casos de respuesta espectral: Una teniendo en cuenta ABS y otra teniendo en cuenta SRSS para la combinación modal y luego combinaremos estas dos respuestas espectrales con sus factores 0.25 y 0.75 respectivamente y lo llamaremos SDINAMICO tal como se muestra en el paso 2.12 Fig. 2.28

- Para tal efecto hacer click en **Define Menu>response Spectrum Cases**, hacer click en el botón Add New Spectrum, donde llenaremos los datos según como se muestra en la fig. 2.25

**Fig. 2.25 Definiendo la respuesta espectral SPEC1**

- Hacer click en **OK** para aceptar todas las entradas.
- Nuevamente hacer click en add New Spectrum, donde llenaremos los datos según como se muestra en la fig. 2.26

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** SPEC2

Structural and Function Damping  
Damping 0.05

Modal Combination  
 CQC  SRSS  ABS  GMC

Directional Combination  
 SRSS  ABS  Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	E030	9.81
U2	E030	9.81
UZ	E030	6.54

Excitation angle 0

Eccentricity  
% Eccentricity 0.05  
Override Eccentricities Override...

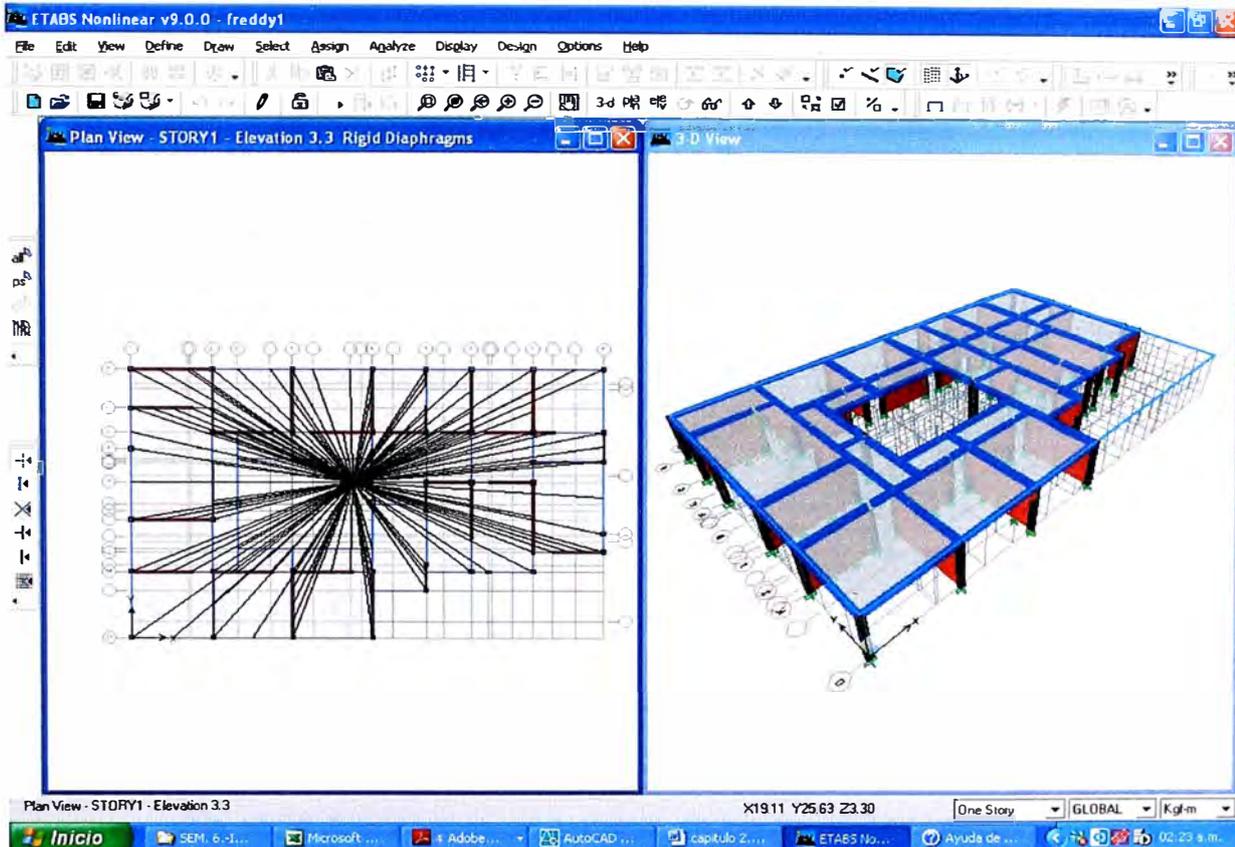
OK Cancel

**Fig. 2.26 Definiendo la respuesta espectral SPEC2**

## 2.11 DEFINIENDO DIAFRAGMAS RIGIDOS DE ENTREPISO.

- Hacer click en **View > Set Plan View**, seleccionar STORY 1 y click en **OK**. Seleccionar todo el entrepiso con el Mouse haciendo click izquierdo en la parte superior izquierda y sin soltar el botón desplazarse hasta la parte inferior derecha de tal manera que todo el entrepiso quede dentro del rectángulo punteado.
- Hacer Click en el comando **Assign menú > Joint Point > Rigid Diaphragm**. En la caja de edición Diaphragm digitar **D1** y luego click en

Add New Diaphragm, de esta manera hemos aceptado que el entrepiso será un diafragma rígido, y luego click en **OK**. Deberá obtenerse un gráfico parecido a la Fig. 2.27.



**Fig. 2.27** Diafragma de Entrepiso para el piso STORY 1 (primer piso).

## 2.12 DEFINIENDO LAS COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN LA NORMA E.060 DE CONCRETO ARMADO.

La Norma E060 establece las siguientes combinaciones:

- 1.-  $1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$
- 2.-  $1.25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CS})$
- 3.-  $0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$

- Hacer click en **Define > Load Combination**. Hacer click en Add New Combination y tendremos el formulario Load Combination data. En el cuadro de edición Load Combination Name digitar **SDINAMICO**. En la columna case Name escoger la carga espectral  $\ddot{S}EC1$  y en la columna

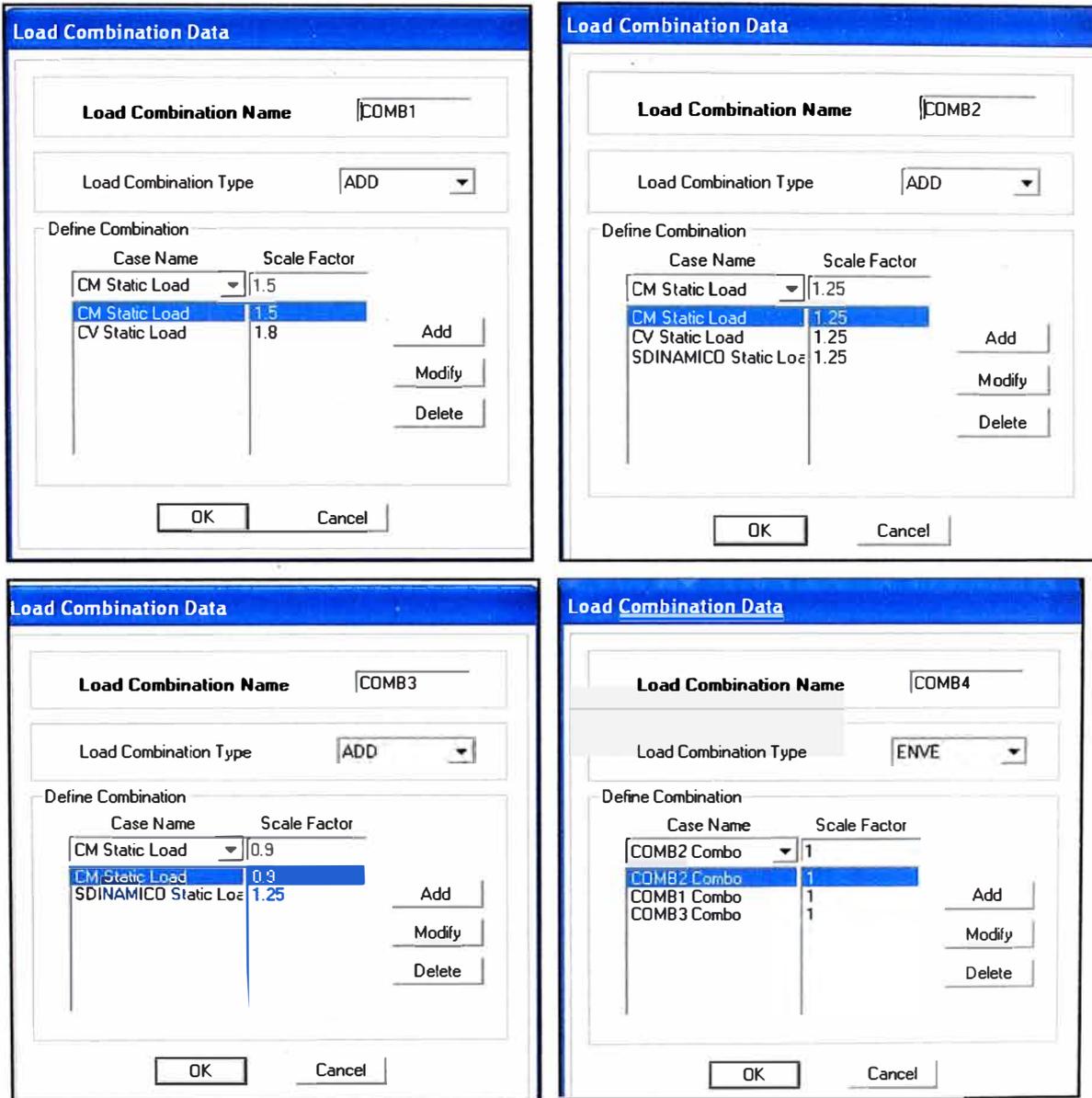
Escale factor digitar 0.75; luego escoger SPEC2 y digitar 0.25. Luego OK para aceptar las entradas de datos. Ver Fig. 2.28

Esta combinación de carga **SDINAMICO** será la carga por Sismo (Método Dinámico) con la cual controlaremos los desplazamientos requeridos por la Norma E.030.

Case Name	Scale Factor
SPEC1 Spectra	0.75
SPEC1 Spectra	0.75
SPEC2 Spectra	0.25

**Fig. 2.28 Primera combinación de carga “SDINAMICO”.**

- Nuevamente click en Add New Combination, digitar COMB1. Escoger CM y CV con los factores 1.5 y 1.8 respectivamente, tal como se muestra en la Fig. 2.29
- Nuevamente click en Add New Combination, digitar COMB2. Escoger CM, CV y SDINAMICO con los factores 1.25, 1.25 y 1.25 respectivamente, tal como se muestra en la Fig. 2.29
- Nuevamente click en Add New Combination, digitar COMB3. Escoger CM, y SDINAMICO con los factores 0.90 y 1.25 respectivamente, tal como se muestra en la Fig. 2.29
- Nuevamente click en Add New Combination, digitar COMB4. En el cuadro de selección Select Combination Type escoger ENVE (envolvente). Escoger COMB1, COMB2 y COMB3, todos con factor 1, tal como se muestra en la fig. 2.29. Esta combinación nos servirá para el diseño.



**Fig. 2.29 Las cuatro combinaciones de carga declaradas**

### 2.13 EJECUTANDO EL ANALISIS

En este paso, ejecutamos el análisis.

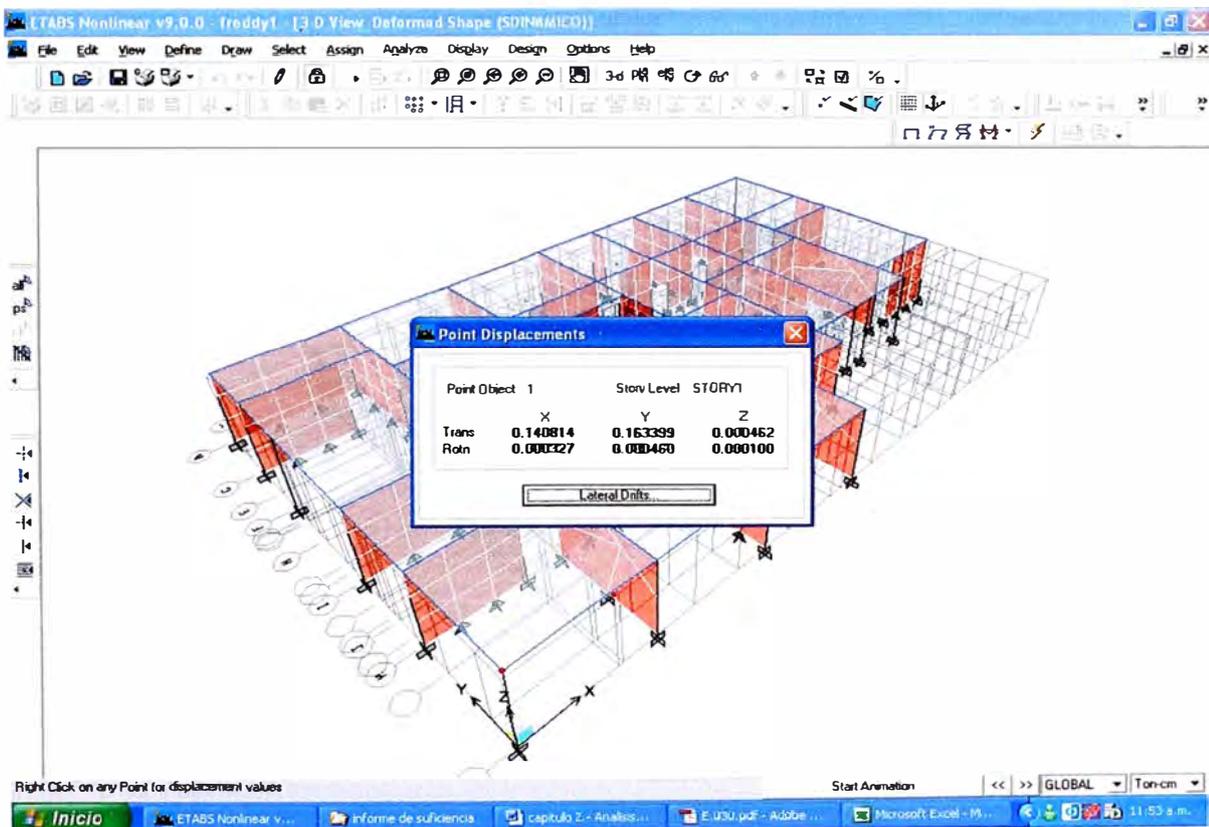
- Hacer click en el comando **Analyze menu > Run Analysis** y hacer click en el botón **Run** en el cuadro Run options.

## 2.14 REVISION GRÁFICA DE LOS DESPLAZAMIENTOS POR SISMO.

En este paso, los resultados del análisis serán revisados usando la representación gráfica de los resultados.

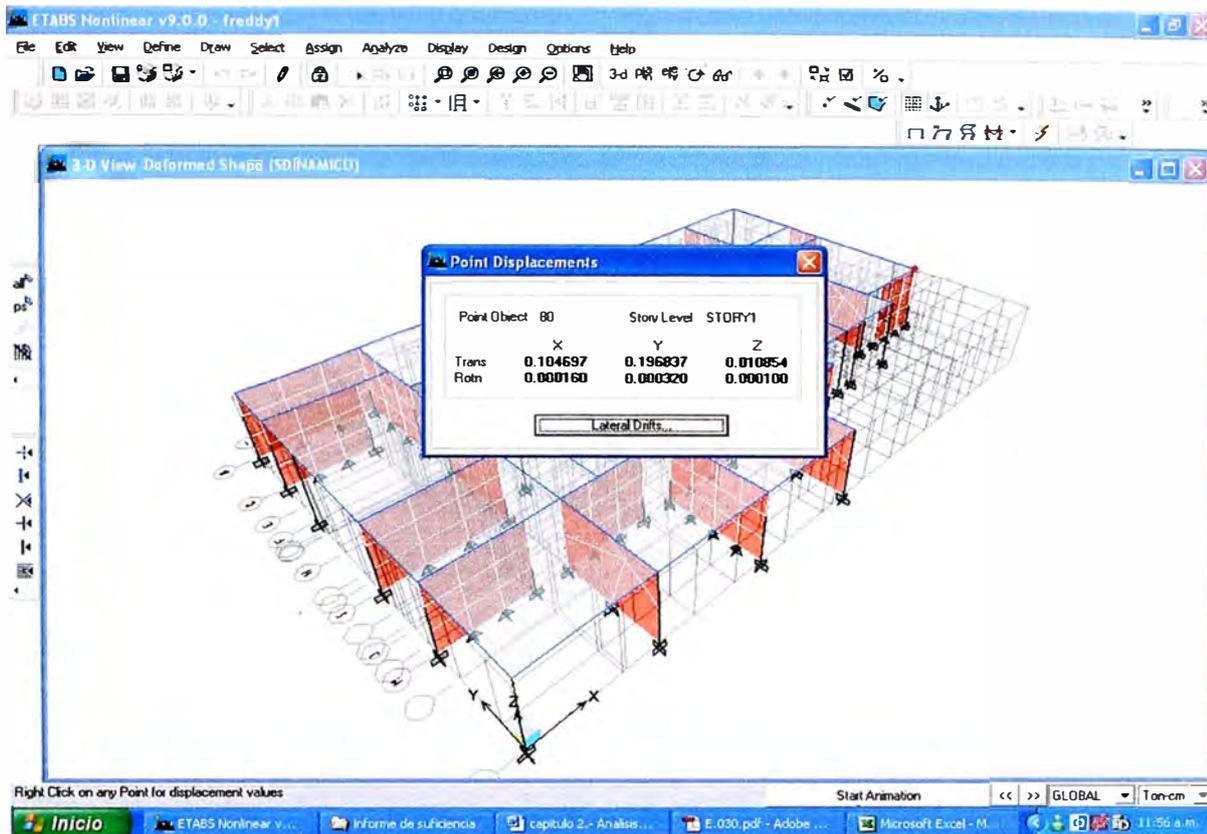
Hacemos click en el botón **Show Deformed Shape** y seleccionamos la combinación **SDINAMICO**.

Hacemos click en todos los puntos para hallar cual es el máx. Desplazamiento lateral en X y encontramos que es en el eje "O". Observar la fig. 2.30.



**Fig. 2.30 Desplazamiento lateral máximo en la dirección X**

Lo mismo para la dirección Y, hacemos click en todos los puntos para hallar cual es el máx. Desplazamiento lateral en Y encontramos que es en el eje "8". Observar la fig. 2.31.



**Fig. 2.31 Desplazamiento lateral máximo en la dirección Y**

## Verificación del Desplazamiento Lateral

Para el desplazamiento lateral permisible se ha tomado:

Limite de Desplazamiento Lateral de Entrepiso en X =  $(\Delta x_i / h_i) \cdot R_x \cdot (0.75) \leq 0.005$

Limite de Desplazamiento Lateral de Entrepiso en Y =  $(\Delta y_i / h_i) \cdot R_y \cdot (0.75) \leq 0.005$

### En la dirección X-X

Piso i	$\Delta$ abs. cm	$\Delta$ rel. cm	hi cm	$\Delta$ rel./hi	$\Delta$ rel./hi x (3/4)R	Verific. por desplaz.
2	-	-	-	-	-	
1	0.140814	0.140814	280	0.0005	0.0011	OK
Base	0.00					

### En la dirección Y-Y

Piso i	$\Delta$ abs. cm	$\Delta$ rel. cm	hi cm	$\Delta$ rel./hi	$\Delta$ rel./hi x (3/4)R	Verific. por desplaz.
2	-	-	-	-	-	
1	0.196837	0.196837	280	0.0007	0.0016	OK
Base	0.00					

## CAPITULO 3

### DISEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL ETABS V. 9.0

#### 3.1 INTRODUCCION

En los edificios de albañilería existen vigas portantes que están trabajando a flexión debido a que soportan cargas verticales mientras que las vigas que están embebidas con los muros trabajan a tracción.

En este capítulo diseñaremos directamente Vigas Y Columnas con el Programa Etabs V.9.0 e indirectamente diseñaremos muros de albañilería confinado ya que el programa nos arrojará los resultados del análisis estructural y utilizando la Norma E070 se diseñaran los muros.

Para el diseño de Vigas y Columnas se utilizará el código ACI-318-05

#### 3.2 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS.

El diseño del Etabs, es válido solo para vigas y columnas que forman pórticos, mientras que las vigas y columnas embebidas en los muros debe hacerse con un cálculo numérico manual ya que el programa ETABS no está preparado para estos cálculos.

- **Ir al comando Options menu > Preferences > Concrete frame Design** y aparecerá el cuadro Concrete Frame Design Preferences. En Design Code escoger ACI 318-05 y aceptar el resto de datos por defecto.
  
- Seleccionar la combinación de diseño. **Design menú > Concrete frame Design > Select Design Combo** y aparecerá el cuadro Design Load Combinations Selection, resaltar COMBO 4 (envolvente) y click en el botón Add y habremos seleccionado nuestra combinación de diseño. Click en OK. Ver fig. 3.1
  
- Hacer click en el botón Start Concrete Design/Check of Structure, para empezar el cálculo de las armaduras y chequeo por flexión y cortante. Es recomendable hacerlo en las dos ventanas, una en planta (vigas) y otra en elevación (columnas).

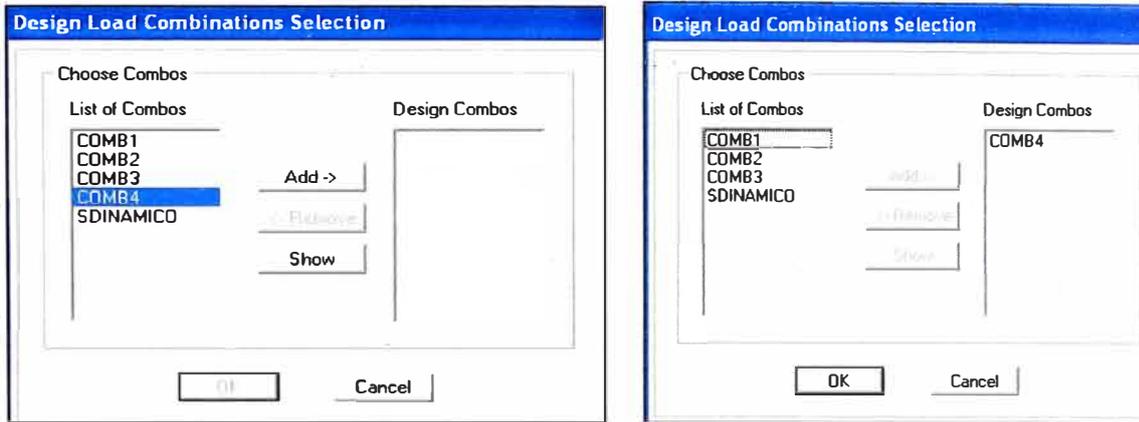


Fig. 3.1 Selección de la combinación de diseño

- Después de calcular la armadura cambiar las unidades de Ton-m a Ton-cm de tal manera que podamos visualizar los valores decimales, tal como se muestra en la fig. 3.2

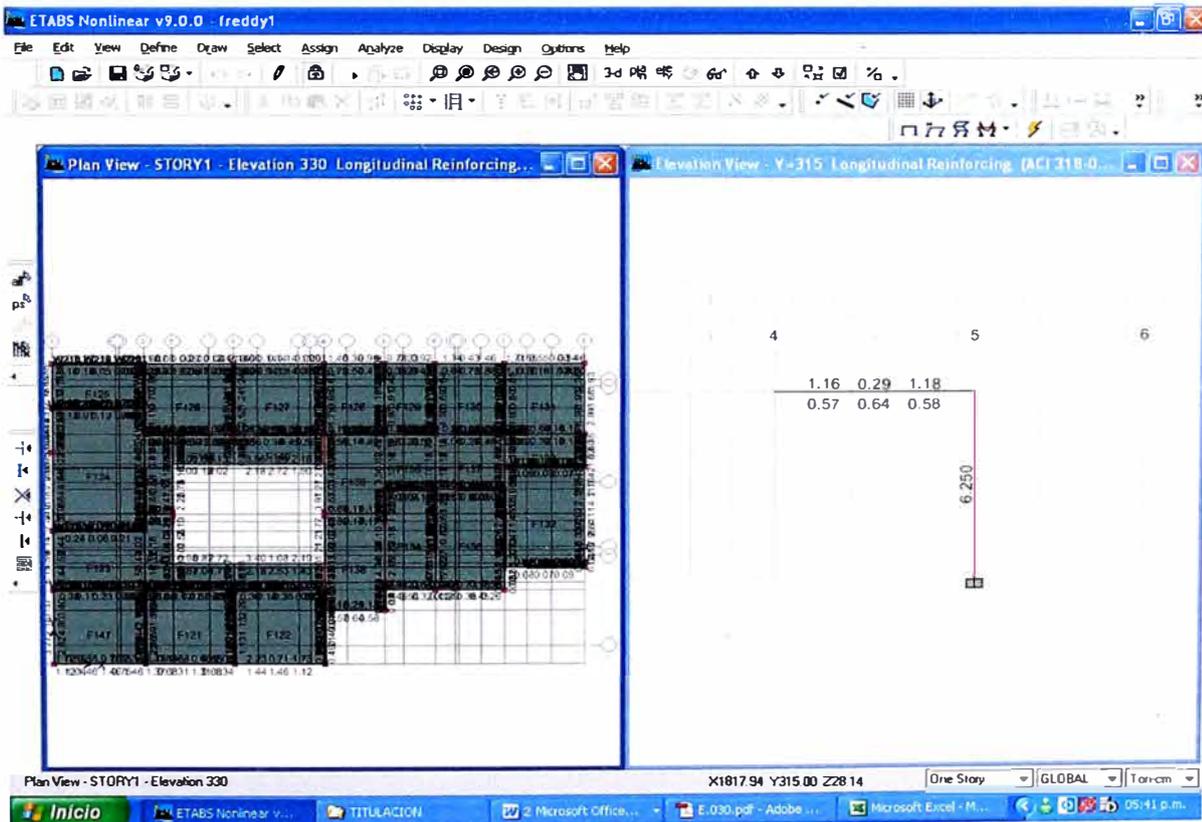
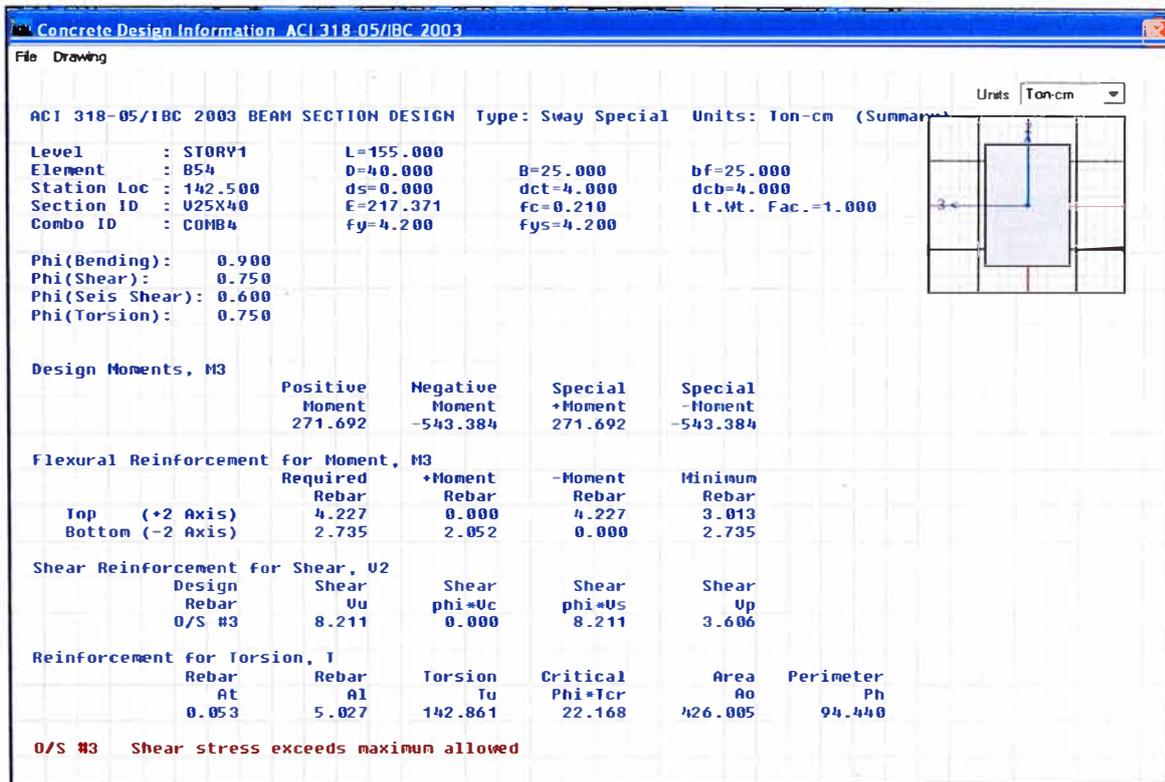


Fig. 3.2 Armadura en vigas y columnas

- A continuación pasaremos a ver las áreas de acero en una viga que se encuentra en el eje 4, entre los ejes M y J (ver Fig. 3.3).

- Hacer click en dicha viga y aparecerá el cuadro Concret Beam Design Information (ACI 318-05). Nótese que siempre aparecerá resaltada la station de la viga en el cual requiere mayor armadura. Hacer click en el botón Summary y tendremos el cuadro Concrete Design Information ACI 318-05 la cual muestra el resumen de todos los cálculos en la station que requiere mayor armadura, tal como se muestra en la fig. 3.3



**Fig. 3.3 Armadura en vigas**

Se observa una nota de color rojo que traducida al español dice: esfuerzo de corte excede el máximo permitido.

Además se observa lo siguiente:

- Que para un momento negativo de diseño igual a 271.69 Ton.cm se requiere 2.05 cm<sup>2</sup> de acero (Botton), es decir que dicha armadura debe colocarse en la parte inferior de la viga.
- Que para un momento positivo de diseño igual a 543.38 Ton.cm se requiere 4.23 cm<sup>2</sup> de acero (Top), es decir que dicha armadura debe colocarse en la parte superior de la viga.
- El acero mínimo por flexión es 3.013 cm<sup>2</sup>.
- La fuerza cortante de diseño es igual a 8.211 Ton.

Así mismo al hacer click en la columna del EJE "O" ente los ejes 1 y 2, aparecerá el cuadro Concrete Column Design Information (ACI 318-05). Hacer click en el botón Summary y tendremos el cuadro Concrete Design Information ACI 318-05 la cual muestra el resumen de todos los cálculos en la station que requiere mayor armadura, tal como se muestra en la fig. 3.4

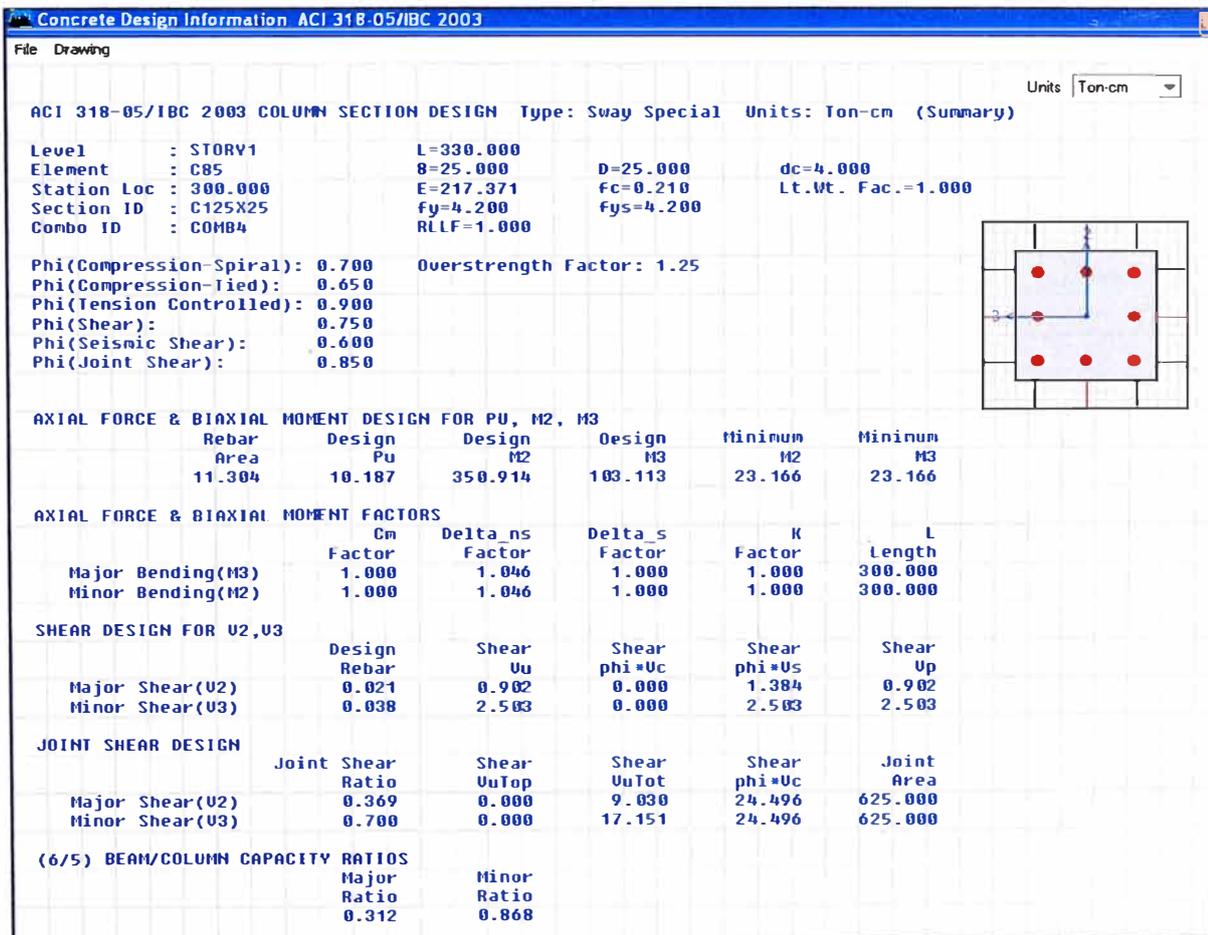


Fig. 3.4 Armadura en columnas

Se observa que el area requerido de acero es 11.304 cm<sup>2</sup> para una carga axial de 10.187 Ton. y unos momentos de 350.91 Ton. cm y 103.11 Ton.cm.

### 3.3 DISEÑO DE MUROS

#### 3.3.1 DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

Según la norma E070 en el art. 7.1.1 b: El esfuerzo axial máximo ( $\sigma_m$ ) producido por la carga de gravedad máxima de servicio ( $P_m$ ), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L.t} \leq 0.2 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\text{Siendo: } F_a = 0.2 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

Donde: “Fa” es el esfuerzo admisible por compresión axial, “L” es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión habrá que mejorar la calidad de la albañilería ( $f'_m$ ), aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial “Pm” (\*).

(\*) La carga axial actuante en un muro puede reducirse, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones.

#### APLICACIÓN.-

El programa Etabs, nos muestra el esfuerzo  $\sigma_m$ , como esfuerzo S22 para la condición de: CM + 100% CV, el cual representa los esfuerzos máximos de compresión. Debemos comprobar el muro más crítico, para lo cual visualizamos todo el edificio (solamente muros) y escoger el valor máximo en la barra de tensiones. Ver Fig. 3.5. En este caso el valor máximo se encontró en el muro M3 del eje 2, hallándose:  $\sigma_m = 5.19 \text{ kg/cm}^2$  en valor absoluto. Para simular la construcción del 2do piso, se agregó una carga repartida de 1.4 t/m a dicho muro.

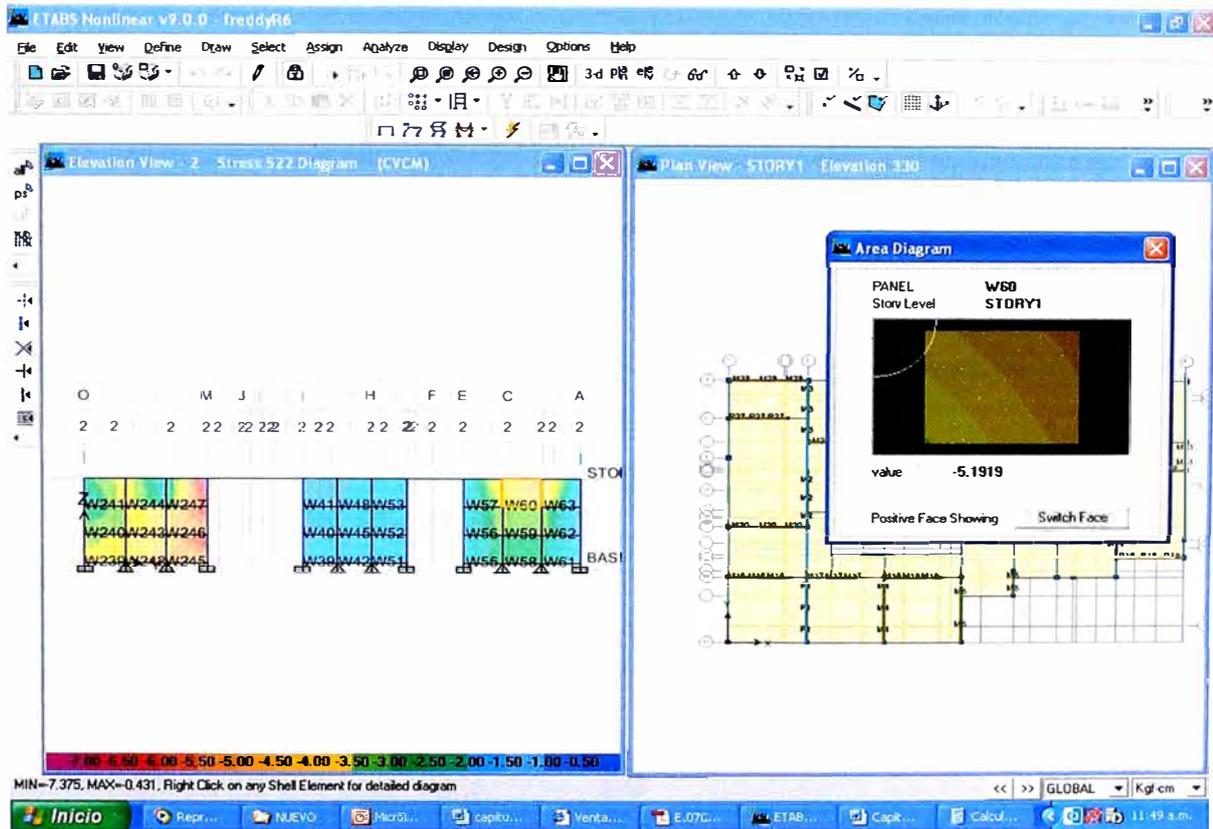
$$\text{Luego } F_a = 0.2 \times 65 \left( 1 - \left( \frac{260}{35 \times 13} \right)^2 \right) = 8.76 \text{ kg/cm}^2,$$

$$0.15 \text{ f'm} = 0.15 \times 65 = 9.75 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto se verifica que:

$$\sigma_m = S22 = 5.19 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 8.76 \text{ kg/cm}^2 < 0.15 \text{ f'm} = 9.75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Según la relación 3.1



**Fig. 3.5 Visualización del esfuerzo S22 en el muro con mayor esfuerzo en compresión.**

### 3.3.2 DISEÑO POR RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL

Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte en un sismo moderado, que son los más frecuentes:

$$V_e \leq 0.55 V_m = v_m = \text{Fuerza Cortante Admisible} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

Donde:

“Ve” es la fuerza cortante producida por el “sismo moderado” (R=6) en el muro en análisis. En el Etabs  $V_e = F12$  para la combinación SDINAMICO, y

“Vm” es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

Para Unidades de arcilla y concreto como es nuestro caso:

$$V_m = 0.5v'_m \cdot \alpha \cdot L + 0.23P_g \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

Donde:

$v'_m$  = resistencia característica a corte de la albañilería, que según la tabla 9 de la Norma E070 es igual a 8.1 Kg/cm<sup>2</sup> para ladrillo de arcilla King Kong Industrial y además cumple que dicho valor no debe sobrepasar  $\sqrt{f'_m} = \sqrt{65} = 8.1$  Kg/cm<sup>2</sup>

$P_g$  = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente). En el Etabs  $P_g = F22$  para CM + 0.5CV

$t$  = espesor efectivo del muro, sin contar el tarrajeo.

$L$  = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados).

$\alpha$  = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

Donde:

“Ve” es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; y

“Me” es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

## APLICACIÓN.-

A continuación se mostrará el cuadro 3.1 donde se muestra los cálculos efectuados para demostrar que los muros de albañilería no se agrietaran durante un sismo moderado.

Pasos de cálculo:

- (4) En el Etabs, encontramos el esfuerzo S12 para la Combo SDINAMICO.
- (5)  $V_e = S12 \times t \times L$
- (6) En el Etabs, encontramos el momento M33 para el Combo SDINAMICO.
- (7) En el Etabs, encontramos el esfuerzo M33 para el Combo SDINAMICO.
- (8)  $P_g = F22 \times L$
- (10) Aplicar a (9) la relación 3.5
- (11) Aplicar la fórmula 3.4. Para el caso de muros de concreto armado:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} t D, \text{ donde } D = 0.8L \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

$$(12) \quad v_m = 0.55 V_m$$

- (13) Verificar que la Fuerza cortante producida por sismo moderado es menor a la Fuerza cortante admisible.  $V_e < v_m$ .

De no cumplirse esta expresión, donde puede aceptarse hasta 5% de error, deberá cambiarse la calidad de la albañilería, el espesor del muro, ó convertirlo en placa de concreto armado; en los dos últimos casos, deberá reanalizarse el edificio.

- (14)  $2.0 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3.0$ , factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo. Cabe resaltar que el factor de carga “ $V_{m1}/V_{e1}$ ” se calcula sólo para el primer piso de cada muro. Para los demás pisos dichos valores se conservarán.

El muro de concreto debe diseñarse para sismo severo para que falle por flexión, amplificando por 1.25 a  $V_e$  y  $M_e$ .

$$(15) \text{ Para cada piso: } V_u = V_e \cdot \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$(16) \text{ Para cada piso: } M_u = M_e \cdot \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

Estas 2 últimas expresiones  $V_u$  y  $M_u$ , son las que se utilizará para el diseño de los muros.

**Cuadro 3.1 Cálculo para verificar si existe o no agrietamiento diagonal en el muro ante un sismo moderado.**

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
Muro	t m.	L m.	S12 T/m <sup>2</sup>	Ve Ton.	Me T.m	F22 T/m	Pg Ton.	$\alpha$ Ve.L/Me	$\alpha$	Vm Ton.	v <sub>m</sub> Ton.	Ve < v <sub>m</sub>	Vm1/Ve1	Vu Ton.	Mu Ton.m
P1	0.13	4.10	98.90	52.71	11.75	5.29	21.69			32.75	18.01		1.25	65.89	14.69
M2	0.13	3.64	14.60	6.91	4.71	1.10	4.00	5.34	1.00	20.09	11.05	OK	2.91	20.09	13.69
M3	0.13	3.95	15.60	8.01	5.37	1.10	4.35	5.89	1.00	21.80	11.99	OK	2.72	21.80	14.61
M4	0.13	4.10	14.90	7.94	4.71	0.77	3.16	6.91	1.00	22.31	12.27	OK	2.81	22.31	13.23
M5	0.13	4.20	14.30	7.81	4.45	0.79	3.32	7.37	1.00	22.88	12.58	OK	2.93	22.88	13.04
M6	0.13	4.10	13.70	7.30	6.52	0.60	2.46	4.59	1.00	22.15	12.18	OK	3.00	21.91	19.56
M7	0.13	4.20	12.80	6.99	4.16	0.72	3.02	7.06	1.00	22.81	12.54	OK	3.00	20.97	12.48
M8	0.13	1.43	9.10	1.69	1.84	0.64	0.92	1.31	1.00	7.74	4.26	OK	3.00	5.08	5.52
M9	0.13	1.80	9.60	2.25	2.12	0.77	1.39	1.91	1.00	9.80	5.39	OK	3.00	6.74	6.36
M10	0.13	1.70	8.90	1.97	1.66	0.75	1.28	2.01	1.00	9.24	5.08	OK	3.00	5.90	4.98
M11	0.13	1.50	6.60	1.29	0.72	0.62	0.93	2.68	1.00	8.11	4.46	OK	3.00	3.86	2.16
P12	0.13	3.55	95.10	43.89	42.97	22.84	81.08			28.36	15.60		1.25	54.86	53.71
M13	0.13	4.20	13.70	7.48	7.03	0.75	3.15	4.47	1.00	22.84	12.56	OK	3.00	22.44	21.09
M14	0.13	4.51	15.70	9.20	5.91	2.17	9.79	7.02	1.00	26.00	14.30	OK	2.82	26.00	16.69
M15	0.13	4.20	14.60	7.97	4.45	0.79	3.32	7.52	1.00	22.88	12.58	OK	2.87	22.88	12.77
M16	0.13	3.80	12.30	6.08	3.85	0.84	3.19	6.00	1.00	20.74	11.41	OK	3.00	18.23	11.55
M17	0.13	3.50	11.90	5.41	3.96	2.36	8.26	4.79	1.00	20.33	11.18	OK	3.00	16.24	11.88
M18	0.13	3.50	13.00	5.92	7.14	2.33	8.16	2.90	1.00	20.30	11.17	OK	3.00	17.75	21.42
P19	0.13	2.37	79.20	24.40	77.17	21.17	50.17			18.93	10.41		1.25	30.50	96.46
M20	0.13	4.70	12.30	7.52	5.59	0.89	4.18	6.32	1.00	25.71	14.14	OK	3.00	22.55	16.77

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
Muro	t m.	L m.	S12 T/m <sup>2</sup>	Ve Ton.	Me T.m	F22 T/m	Pg Ton.	$\alpha$ Ve.L/Me	$\alpha$	Vm Ton.	vm Ton.	Ve < vm	Vm1/Ve1	Vu Ton.	Mu Ton.m
M21	0.13	2.50	10.30	3.35	3.21	0.78	1.95	2.61	1.00	13.61	7.49	OK	3.00	10.04	9.63
M22	0.13	4.18	11.10	6.03	6.20	0.86	3.59	4.07	1.00	22.83	12.56	OK	3.00	18.10	18.60
M23	0.13	3.60	11.70	5.48	5.52	0.79	2.84	3.57	1.00	19.61	10.78	OK	3.00	16.43	16.56
M24	0.13	3.60	11.70	5.48	5.80	0.76	2.74	3.40	1.00	19.58	10.77	OK	3.00	16.43	17.40
M25	0.13	2.00	10.30	2.68	2.40	0.68	1.36	2.23	1.00	10.84	5.96	OK	3.00	8.03	7.20
M26	0.13	2.70	13.30	4.67	3.43	0.62	1.67	3.67	1.00	14.60	8.03	OK	3.00	14.00	10.29
P27	0.13	3.70	73.10	35.16	60.49	24.23	89.65			29.55	16.25		1.25	43.95	75.61
m28	0.13	4.70	13.80	8.43	6.48	1.08	5.08	6.12	1.00	25.91	14.25	OK	3.00	25.30	19.44
M29	0.13	2.50	13.40	4.36	5.68	1.46	3.65	1.92	1.00	14.00	7.70	OK	3.00	13.07	17.04
M30	0.13	1.70	9.80	2.17	2.35	0.65	1.11	1.57	1.00	9.20	5.06	OK	3.00	6.50	7.05
m31	0.13	1.68	11.30	2.47	2.49	0.86	1.44	1.67	1.00	9.18	5.05	OK	3.00	7.40	7.47

Se Observa que para todos los muros del piso 1, éstos no se agrietarán por corte ante la ocurrencia de un sismo moderado, debido a que se cumple con la relación: **Ve < 0.55 Vm**.

### 3.3.3 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE LA EDIFICACION.

La verificación consiste en lo siguiente:

- Para cada entrepiso y para cada dirección principal se deberá cumplir:

$$V_e i \leq \sum V_m i \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

Donde:

$V_e i$ , corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el “sismo severo”.

$\sum V_m i$ , Sumatoria de resistencias al corte, incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

Si en un entrepiso:  $3.V_e i \leq \sum V_m i$ , se considerará que el edificio se comporta elásticamente y bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo.

#### APLICACION.-

##### Calculo de $V_e$

Z= 0.4, U= 1.5, C= 2.5, S= 1.2, R=3 (Para Sismo Severo)

Del Etabs, para una combinación de CM+0.25CV, encontramos que la suma de reacciones en la base es igual a P= 414.19 ton.

Reemplazando tenemos:  $V = (ZUCS).P/R = 248.51 \text{ ton.}$

##### Cálculo de $V_m$

Al valor de  $V_e$  lo compararemos con la suma de resistencia al corte  $V_m$  que aporta cada muro. Para ello tuvo que reanalizar la edificación con R = 3, para simular un sismo severo.

Dicha comparación se hará para cada dirección "X" e "Y", tal como se observa en los cuadros 3.2 y 3.3.

### Cuadro 3.2

#### Verificación de la resistencia al corte de la edificación en la dirección "X"

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Muro	t m.	L m.	S12 T/m <sup>2</sup>	Ve Ton.	Me T.m	F22 T/m	Pg Ton.	$\alpha$ Ve.L/Me	$\alpha$	Vm Ton.
P1	0.13	4.10	197.8	105.4	187.7	6.07	24.89			32.7
M2	0.13	3.64	28.8	13.6	9.4	1.63	5.9	5.27	1.0	20.5
M3	0.13	3.95	31.1	16.0	10.7	2.95	11.7	5.88	1.0	23.5
M4	0.13	4.10	29.8	15.9	9.4	2.99	12.3	6.92	1.0	24.4
M5	0.13	4.20	28.6	15.6	8.9	2.85	12.0	7.39	1.0	24.9
M6	0.13	4.10	27.3	14.6	13.1	2.08	8.5	4.58	1.0	23.5
M7	0.13	4.20	25.9	14.1	8.3	2.47	10.4	7.13	1.0	24.5
M8	0.13	1.43	18.2	3.4	3.7	1.16	1.7	1.32	1.0	7.9
M9	0.13	1.80	19.2	4.5	4.3	1.22	2.2	1.90	1.0	10.0
M10	0.13	1.70	17.7	3.9	3.3	0.97	1.6	2.01	1.0	9.3
M11	0.13	1.50	13.3	2.6	1.4	0.79	1.2	2.70	1.0	8.2
P12	0.13	3.55	190.2	87.8	85.9	5.71	20.3			28.4
M13	0.13	4.20	27.5	15.0	14.1	2.11	8.9	4.48	1.0	24.2
M14	0.13	4.51	31.3	18.4	11.8	2.21	10.0	7.01	1.0	26.0
M15	0.13	4.20	29.4	16.0	8.9	2.53	10.6	7.58	1.0	24.6
m31	0.13	1.68	22.5	4.9	14.1	1.58	2.7	0.59	0.6	5.8

$$\Sigma Vm x = 318.4$$

**Se cumple que: 248.5 < 318.4**

Es decir, se cumple la relación:  $V_e 1 \leq \sum V_m 1$  en la dirección "X", por tanto se tiene una buena resistencia al corte en dicha dirección y los muros de albañilería podrá ser reparado en caso de la ocurrencia de un sismo severo.

**Cuadro 3.3****Verificación de la resistencia al corte de la edificación en la dirección “Y”**

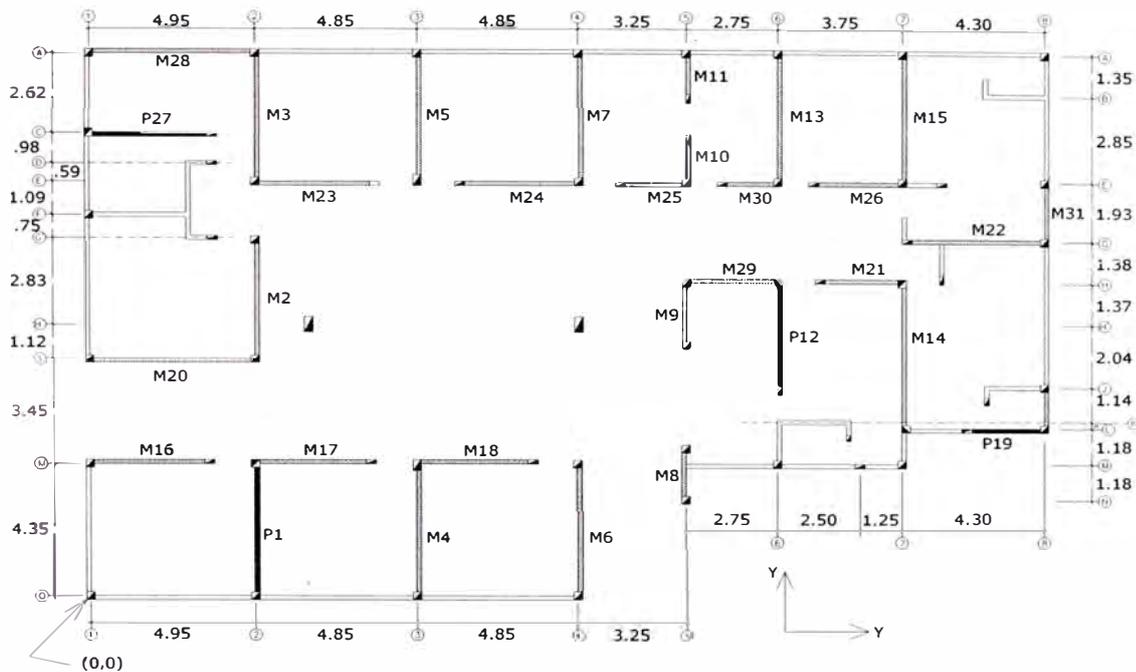
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Muro	t m.	L m.	S12 T/m <sup>2</sup>	Ve Ton.	Me T.m	F22 T/m	Pg Ton.	$\alpha$ Ve.L/Me	$\alpha$	Vm Ton.
M16	0.13	3.80	24.7	12.22	7.7	1.52	5.78	6.04	1.00	21.3
M17	0.13	3.50	25.9	11.80	7.9	1.08	3.78	5.22	1.00	19.3
M18	0.13	3.50	23.7	10.79	14.3	2.15	7.53	2.65	1.00	20.2
P19	0.13	2.37	85.1	26.21	154.3	5.22	12.37			18.9
M20	0.13	4.70	24.7	15.07	11.2	1.52	7.14	6.33	1.00	26.4
M21	0.13	2.50	20.7	6.72	6.4	0.93	2.33	2.62	1.00	13.7
M22	0.13	4.18	22.1	12.01	12.4	1.20	5.02	4.05	1.00	23.2
M23	0.13	3.60	23.3	10.90	11.0	1.47	5.29	3.56	1.00	20.2
M24	0.13	3.60	23.4	10.96	11.6	1.38	4.97	3.40	1.00	20.1
M25	0.13	2.00	20.7	5.37	4.8	0.85	1.70	2.24	1.00	10.9
M26	0.13	2.70	26.5	9.32	6.9	0.85	2.30	3.67	1.00	14.7
P27	0.13	3.70	146.2	70.32	121.0	4.77	17.65			29.6
m28	0.13	4.70	27.6	16.88	13.0	1.18	5.55	6.12	1.00	26.0
M29	0.13	2.50	26.8	8.71	11.4	0.92	2.30	1.92	1.00	13.7
M30	0.13	1.70	20.4	4.50	4.7	0.98	1.67	1.63	1.00	9.3

$$\Sigma Vm y = 287.5$$

**Se cumple que: 248.5 < 287.5**

Es decir, se cumple la relación:  $V_e 1 \leq \sum V_m 1$  en la dirección “Y”, por tanto se tiene una buena resistencia al corte en dicha dirección y los muros de albañilería podrá ser reparado en caso de la ocurrencia de un sismo severo.

A continuación se muestra la estructuración ya finalizado debido a las verificaciones hechas anteriormente., Fig. 3.1.



**Fig. 3.1 Distribución Estructural de columnas y, muros y placas según el análisis estructural y el diseño de muros.**

**3.3.4 DISEÑO PARA FUERZAS COPLANARES DE FLEXOCOMPRESION.**

Para este tipo de edificaciones se ha supuesto que la falla final se produce por fuerza cortante en los entrepisos bajos del edificio.

Para que haya una buena integración Albañilería-confinamiento vertical y evitar la falla frágil en el muro se debe realizar 3 aspectos, los cuales son:

**1ro. Verificación de necesidad de refuerzo horizontal en el muro.**

Si para todo muro confinado, se cumple que:

$$V_u \geq V_m \dots\dots\dots (3.10)$$

ó 
$$\sigma_m = \frac{Pm}{t.L} \geq 0.05f'm \dots\dots\dots (3.11)$$

Entonces el muro llevará refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

**APLICACIÓN:**

- (1) descripción del muro.
- (2) Cortante de sismo severo, según cuadro 3.1
- (3) Resistencia al corte, debido al sismo severo, según cuadro 3.2 y 3.3.
- (4) Si  $V_u < V_m$ , el muro no necesitará llevar refuerzo horizontal.
- (5) Esfuerzo de compresión axial, para CM+100%CV (en Etabs S22)
- (6)  $0.05 f'_m = 0.05 \times 6.5 \text{ kg/cm}^2 = 0.33 \text{ kg/cm}^2$
- (7) Si  $\sigma_m < 0.05 f'_m$ , el muro no necesitará llevar refuerzo horizontal.

**Cuadro 3.4 Verificación de necesidad de refuerzo horizontal en el muro.**

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Muro	$V_u$ Ton.	$V_m$ Ton.	Verific. 1 $V_u \leq V_m$	$\sigma_m = P_m / (t.L)$ kg/cm <sup>2</sup>	$0.05 f'_m$ Kg/cm <sup>2</sup>	Verific. 2 $\sigma_m < 0.05 f'_m$
P1	65.89					
M2	20.1	20.5	OK	1.85	0.33	Necesita Ash
M3	21.8	23.5	OK	3.82	0.33	Necesita Ash
M4	22.3	24.4	OK	3.51	0.33	Necesita Ash
M5	22.9	24.9	OK	3.34	0.33	Necesita Ash
M6	21.9	23.5	OK	2.20	0.33	Necesita Ash
M7	21.0	24.5	OK	3.04	0.33	Necesita Ash
M8	5.1	7.9	OK	1.39	0.33	Necesita Ash
M9	6.7	10.0	OK	1.30	0.33	Necesita Ash
M10	5.9	9.3	OK	1.02	0.33	Necesita Ash
M11	3.9	8.2	OK	0.84	0.33	Necesita Ash
P12	54.9					
M13	22.4	24.2	OK	2.50	0.33	Necesita Ash
M14	26.0	26.0	OK	2.56	0.33	Necesita Ash
M15	22.9	24.6	OK	3.01	0.33	Necesita Ash
M16	18.2	21.3	OK	3.43	0.33	Necesita Ash
M17	16.2	19.3	OK	1.28	0.33	Necesita Ash
M18	17.7	20.2	OK	1.50	0.33	Necesita Ash
P19	30.5					
M20	22.5	26.4	OK	3.36	0.33	Necesita Ash
M21	10.0	13.7	OK	1.06	0.33	Necesita Ash
M22	18.1	23.2	OK	2.62	0.33	Necesita Ash
M23	16.4	20.2	OK	3.69	0.33	Necesita Ash
M24	16.4	20.1	OK	1.87	0.33	Necesita Ash
M25	8.0	10.9	OK	1.45	0.33	Necesita Ash
M26	14.0	14.7	OK	1.00	0.33	Necesita Ash
P27	44.0					
m28	25.3	26.0	OK	1.56	0.33	Necesita Ash
M29	13.1	13.7	OK	1.60	0.33	Necesita Ash
M30	6.5	9.3	OK	0.88	0.33	Necesita Ash
M31	7.4	5.8	Necesita Ash	1.62	0.33	Necesita Ash

- Según el cuadro anterior todos los muros confinados del primer piso deberán llevar refuerzo horizontal.
- La cuantía del acero de refuerzo horizontal será:  $\rho = A_s / (s.t) \geq 0.001$ .  
Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

Para una varilla de 1/4",  $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$ , entonces:  $s = 0.32 / (0.001 * 13) = 24.6 \text{ cm}$ .

**Por tanto se utilizará  $\phi$  1/4" @ 2 hiladas (cada 20cm).**

## 2do. Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores

En cada entrepiso superior al primero ( $i > 1$ ), deberá verificarse para cada muro confinado la fuerza cortante debido al sismo severo deberá ser menor a la resistencia al corte del muro de albañilería.

$$V_{ui} < V_{mi}$$

De no cumplirse esta condición, el entrepiso "i" también se agrietará y sus confinamientos deberán ser diseñados para soportar " $V_{mi}$ ", en forma similar al primer entrepiso.

**APLICACIÓN:** Debido a que el análisis solo cubre un primer nivel no se llevará a cabo dicha verificación, sin embargo cabe resaltar que el diseño contemplará la construcción de un segundo nivel.

## 3ro. Diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión ó tracción y corte fricción.

Se admite que ante la acción del sismo severo, todos los muros del primer piso fallan por corte (excepto las placas. Además, cada dirección se diseña en forma independiente (Cuadro 3.5 y 3.6), y en la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utilizará el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros.

Por otro lado, a fin de facilitar el proceso constructivo, se tratará de reducir la cantidad de columnas de confinamiento ( $C_i$  en la Fig.20).

Así, por ejemplo, unificaremos muros que tengan similar valores de  $V_u$  y  $M_u$  y se trabajará con el más crítico.

En la dirección X-X:

- Los muros M8, M9, M10, M11, M31 se trabajará con el muro M31.
- Los muros M2, M3, M4, M5, M7, M15 se trabajará con el muro M3
- El muro M14 se diseñara exclusivamente para él.
- El muro M13 se diseñara exclusivamente para él.

En la dirección Y-Y:

- Los muros M21, M25, M30, se trabajará con el muro M21.
- Los muros M23, M24, M29, se trabajará con el muro M24.
- Los muros M16, M17, M26, se trabajará con el muro M16.
- Los muros M18, M20, M22, M28, se trabajará con el muro M18.

#### Parámetros comunes:

$f'_c = 0.175 \text{ Ton/cm}^2$

Estribos:  $1/4''$ :  $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$

$t = 13 \text{ cm} = \text{espesor efectivo.}$

$f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2$

$t_n = 13 - 4 = 9 \text{ cm} = \text{espesor del núcleo confinado}$

$H = 2.60 \text{ m}$

Recubrimiento = 2 cm.

#### Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento:

- 1)  $P_g = PD + 0.25 PL = \text{carga de gravedad acumulada (ton, ver cuadro 3.1)}$
- 2)  $V_m = \text{cortante de agrietamiento diagonal (ton, ver cuadro 3.1)}$
- 3)  $M_u = \text{momento flector ante sismo severo (ton-m, ver cuadro 3.1)}$
- 4)  $L = \text{longitud total del muro (m), incluyendo columnas de confinamiento}$
- 5)  $L_m = \text{longitud del paño mayor o } \frac{1}{2} L, \text{ lo que sea mayor (m).}$

En muros de 1 paño:  $L_m = L$

6)  $N_c = \text{número de columnas de confinamiento en el muro en análisis}$

7)  $M = M_u - \frac{1}{2} V_m h \text{ (ton-m)}$

8)  $F = M / L = \text{fuerza axial producida por "M" en una columna extrema (ton)}$

- 9)  $P_c = P_g / N_c =$  carga axial producida por “ $P_g$ ” en una columna (ton)
- 10)  $P_t =$  carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse:  $P_t = (L_t P_g / L)$  del muro transversal (ton).
- 11)  $T =$  tracción en columna (ton):  
 extrema:  $T = F - P_c - P_t$   
 interna:  $T = V_m h / L - P_c - P_t$
- 12)  $C =$  compresión en columna (ton):  
 extrema:  $C = P_c + F$   
 interna:  $C = P_c - \frac{1}{2} V_m h / L$
- 13)  $V_c =$  cortante en columna (ton): extrema:  $V_c = 1.5 V_m L_m / (L (N_c + 1))$   
 interna:  $V_c = V_m L_m / (L (N_c + 1))$
- 14)  $A_s = (T + V_c/m) / (f_y f) =$  área de acero vertical requerida ( $\text{cm}^2$ , mín.  $4 \phi 8$  mm), usar  $\phi = 0.85$
- 15)  $A_s =$  área de acero vertical colocada ( $\text{cm}^2$ )
- 16)  $\delta =$  factor de confinamiento:  $d = 0.8$  para columnas sin muros transversales.  
 $d = 1.0$  para columnas con muros transversales.
- 17)  $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'c) =$  área del núcleo de concreto ( $\text{cm}^2$ ),  
 usar  $\phi = 0.7$
- 18)  $A_{cf} = V_c / (0.2 f'c \phi) \geq 15 t \geq A_c =$  área de la columna por corte-fricción ( $\text{cm}^2$ ), usar  $\phi = 0.85$
- 19) Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
- 20)  $A_c =$  área de concreto de la columna definitiva ( $\text{cm}^2$ )
- 21)  $A_n =$  área del núcleo de la columna definitiva ( $\text{cm}^2$ )
- 22)  $A_{s \text{ mín.}} = 0.1 f'c A_c / f_y =$  área de acero vertical mínima ( $\text{cm}^2$ ), o  $4 \phi 8$  mm
- 23)  $s_1 = A_v f_y / (0.3 t_n f'c (A_c / A_n - 1)) =$  espaciamiento de estribos por compresión (cm)
- 24)  $s_2 = A_v f_y / (0.12 t_n f'c) =$  espaciamiento de estribos por compresión (cm)
- 25)  $s_3 = \frac{1}{4} d$  o 5 cm, lo que sea mayor = espaciamiento de estribos por compresión (cm)
- 26)  $s_4 = 10$  cm = espaciamiento máximo de estribos por compresión
- 27) Zona a confinar en los extremos de la columna: 45 cm o 1.5 d (cm)
- 28)  $s =$  espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento (cm)

Notas: - Estribaje mínimo: [ ] f ¼", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm

- En columnas L, T o irregular, usar  $d = A_c / t$  en los pasos 25 y 27.

**Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:**

29)  $T_s = \frac{1}{2} V_m L_m / L =$  tracción en la solera (ton)

30)  $A_s = T_s / (\phi f_y) =$  área de acero horizontal requerida (cm<sup>2</sup>), usar  $\phi = 0.9$

31) Acero longitudinal a utilizar

**Notas:**

$A_{s \text{ mín.}} = 0.1 f'c A_{sol} / f_y$  ó  $4 \phi 8 \text{ mm}$ . En este ejemplo:  $A_{sol} = 25 \times 20 = 500 \text{ cm}^2$

Entonces:  $A_{s \text{ mín.}} = 0.1 \times 0.175 \times 500 / 4.2 = 2.1 \text{ cm}^2$

→ Usar como mínimo  $4 \phi 3/8"$

- En la solera se usa estribaje mínimo:  $[\ ] \phi 1/4"$ ,  $1 @ 5$ ,  $4 @ 10$ ,  $r @ 25 \text{ cm}$ .

CUADRO 3.4.- PISO 1 - DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS X-X								
MURO	M21		M24		M16		M18-28	
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
Ubicación	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.
1) Pg	1.95		2.74		3.19		8.16	
2) Vm	20.42		29.37		31.11		38.87	
3) Mu	19.26		34.80		23.10		42.84	
4) L	2.50		3.60		3.80		3.50	
5) Lm	2.50		3.60		3.80		3.50	
6) Nc	2		2		2		2	
7) M	7.28		3.39		17.35		7.69	
8) F	2.91		0.94		4.56		2.20	
9) Pc	0.98		1.37		1.60		4.08	
10) Pt	0.00	0.39	0.55	0.55	0.64	0.00	0.00	1.63
11) T	1.94	1.55	-0.97	-0.97	2.33	2.97	-1.88	-3.51
12) C	3.89	3.89	2.31	2.31	6.16	6.16	6.27	6.27
13) Vc	10.21	10.21	14.69	14.69	15.56	15.56	19.43	19.43
14) As	3.40	3.29	3.84	3.84	5.01	5.19	4.92	4.46
15) As a usar (cm2)	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"
	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
16) $\delta$	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00
17) An	134.8	108.8	124.0	124.0	87.0	107.5	106.1	85.9
18) Acf	343.1	343.1	493.7	493.7	522.9	522.9	653.3	653.3
19) Usar	<b>13x30</b>	<b>13x30</b>	<b>25x20</b>	<b>25x20</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>
20) Ac	260	260	500	500	625	625	625	625
21) An	234	234	336	336	441	441	441	441
22) As min	1.1	1.1	2.1	2.1	2.6	2.6	2.6	2.6
23) s1	51.20	51.20	11.66	11.66	13.63	13.63	13.63	13.63
24) s2	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22
25) s3	5.00	5.00	6.25	6.25	7.50	7.50	6.25	6.25
26) s4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
27) zona c	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
28) s[] 1/4"	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
<b>Soleras</b>	<b>Muro 31</b>		<b>Muro 3</b>		<b>Muro 14</b>		<b>Muro 13</b>	
29) Ts	10.21	10.21	14.69	14.69	15.56	15.56	19.43	19.43
30) As	2.70	2.70	3.89	3.89	4.12	4.12	5.14	5.14
31) Usar	4 $\phi$ 3/8"	4 $\phi$ 3/8"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"	4 $\phi$ 1/2"

CUADRO 3.5.- PISO 1 - DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS Y-Y								
MURO	M31		M3		M14		M13	
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
Ubicación	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.	ext.
1) Pg	1.44		4.35		9.79		3.15	
2) Vm	13.77		32.69		38.99		34.26	
3) Mu	14.94		29.22		33.38		42.18	
4) L	1.68		3.95		4.51		4.20	
5) Lm	1.68		3.95		4.51		4.20	
6) Nc	2		2		2		2	
7) M	2.96		13.28		17.31		2.35	
8) F	1.76		3.36		3.84		0.56	
9) Pc	0.72		2.17		4.89		1.58	
10) Pt	0.00	0.29	0.87	0.87	1.96	0.00	0.00	0.63
11) T	1.04	0.75	0.32	0.32	-3.01	-1.06	-1.01	-1.64
12) C	2.48	2.48	5.53	5.53	8.73	8.73	2.14	2.14
13) Vc	6.88	6.88	16.35	16.35	19.50	19.50	17.13	17.13
14) As	2.22	2.14	4.67	4.67	4.62	5.17	4.51	4.34
15) As a usar (cm2)	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"
	2.80	2.80	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
16) δ	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00
17) An	71.83	58.02	93.02	93.02	62.32	76.65	155.8	125.7
18) Acf	231.4	231.4	549.5	549.5	655.4	655.4	575.7	575.7
19) Usar	<b>13x20</b>	<b>13x20</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>	<b>25x25</b>
20) Ac	260	260	625	625	625	625	625	625
21) An	144	144	441	441	441	441	441	441
22) As min	1.1	1.1	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
23) s1	7.06	7.06	13.63	13.63	13.63	13.63	13.63	13.63
24) s2	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22
25) s3	5.00	5.00	6.25	6.25	7.50	7.50	6.25	6.25
26) s4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
27) zona c	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
28) s[] 1/4"	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
<b>Soleras</b>	<b>Muro 31</b>		<b>Muro 3</b>		<b>Muro 14</b>		<b>Muro 13</b>	
29) Ts	6.88	6.88	16.35	16.35	19.50	19.50	17.13	17.13
30) As	1.82	1.82	4.32	4.32	5.16	5.16	4.53	4.53
31) Usar	4 φ 8mm	4 φ 8mm	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"

Si las columnas son de confinamiento en una dirección y forma pórtico en la otra dirección, predominará el de mayor área. En esta aplicación predominó las columnas que forman pórtico con una sección mínima de 25cm25cm, tal como indica la norma E060.

## CAPITULO 4

### DISEÑO ESTRUCTURAL UTILIZANDO HOJAS DE CÁLCULO EXCEL

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se hará el diseño de placas en forma práctica utilizando la norma ACI2005, la norma E060 y con la ayuda de Excel.

#### 4.2 DISEÑO DE PLACAS.

Tanto las vigas dinteles, como las columnas aisladas y las placas de concreto armado, deben diseñarse ante la acción del sismo moderado, amplificando los esfuerzos ( $V_e$ ,  $M_e$ ) por un factor de carga  $FC = 1.25$ , de tal forma que inicien su falla por flexión antes que se produzca la rotura por corte de la albañilería ante el sismo severo. En este capítulo se diseñará las 4 placas de la edificación: P1, P12, P19 y P27, siguiéndose las especificaciones de la Norma de Concreto Armado E.060.

Datos generales:

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $h$ . total = 6.00, se está considerando que en el futuro será de 2 pisos.
- Las situación más crítica para determinar el refuerzo vertical, es cuando actúa carga vertical mínima ( $FC = 0.9$ ) y momento flector máximo ( $FC = 1.25$ ), mientras que por flexocompresión la situación más crítica se presenta cuando la carga axial es máxima ( $FC = 1.25$ ), de este modo tendremos dos combinaciones de cargas última
- A los valores de  $P_g$ ,  $V_e$  y  $M_e$ , se ha incrementado sus valores en un 75% para simular el diseño para una edificación de 2 pisos.

- $\phi P_n = 0.70 \times 0.55 f'_c A_g \left( 1 - \left( \frac{K L_c}{32} \right)^2 \right)$ , Resistencia nominal a la compresión.

$L_c$ : Distancia vertical entre apoyos y  $k = 1$  para muros arriostrados arriba y abajo sin restricción de rotación en sus extremos.

**Cuadro 4.1 Memoria de calculo de Placas**

				<b>P1</b>	<b>P12</b>	<b>P19</b>	<b>P27</b>
t =				0.13	0.13	0.13	0.13
Lm				4.6	3.8	2.62	3.95
esbeltez = h.total/L				1.30	1.58	2.29	1.52
califica como muro:				Corto	Esbelto	Corto	Corto
Area Axial Bruta= A = tL=				0.60	0.49	0.34	0.51
I = t.L <sup>3</sup> /12				1.054	0.594	0.195	0.668
Pg				37.96	141.89	87.80	156.89
Ve				92.25	76.81	42.70	61.53
Me				20.56	75.20	135.05	105.86
1ra.		Pu (ton)=		34.16	127.70	79.02	141.20
Combin.		Vu (ton) =		115.31	96.01	53.38	76.91
		Mu (t.m) =		25.70	94.00	168.81	132.32
2da.		Pu (ton) =		47.44	177.37	109.75	196.11
Combin.		Vu (ton) =		115.31	96.01	53.38	76.91
		Mu (t.m)=		25.70	94.00	168.81	132.32
<b>Diseño por Compresión Pura, <math>\phi = 0.7</math></b>							
				<b>P1</b>	<b>P12</b>	<b>P19</b>	<b>P27</b>
F22 para carga muerta				5.29	4.76	4.69	4.16
F22 para carga viva				3.69	3.8	2.34	2.44
PD (ton)=				24.33	18.09	12.29	16.43
PL (ton)=				16.97	14.44	6.13	9.64
<b>PU 1.5PD+1.8PL=</b>				67.05	53.12	29.47	42.00
h. 1er piso (m) =				2.6	2.6	2.6	2.6
k =				1.00	1.00	1.00	1.00
$\phi$ Pn (ton)=				294.62	243.38	167.81	252.99
Pu < $\phi$ Pn				OK	OK	OK	OK
<b>Verificación de la Necesidad de confinar los bordes</b>							
				<b>P1</b>	<b>P12</b>	<b>P19</b>	<b>P27</b>
$\sigma = Pu/A + Mu.y/I$ (t/m <sup>2</sup> )				135.40	659.48	1457.25	773.33
Necesidad de confinar si:				0.06 f <sub>c</sub>	0.31 f <sub>c</sub>	0.69 f <sub>c</sub>	0.37 f <sub>c</sub>
$\sigma > 0.2 f_c$				NO	SI	SI	SI
<b>Momento flector del agrietamiento por Flexión (MCR)</b>							
Mu Yt/lg - Pu/Ag en kg/cm <sup>2</sup>				-0.11	4.19	90.30	11.64
2 $\sqrt{f_c}$ en kg/cm <sup>2</sup>				28.98	28.98	28.98	28.98

$M_{CR} = (2 \sqrt{f'c + Pu/A}) I / Yt$			55.97	
M = 1.5 MCR (t.m)			83.96	
MU (t.m) =	25.70	94.00	168.81	132.32
Para Refuerzo vertical trabajar con Mu=	<b>25.70</b>	<b>94.00</b>	<b>168.81</b>	<b>132.32</b>
<b>Refuerzo vertical y Momento Flector Nominal Mn</b>				
	<b>P1</b>	<b>P12</b>	<b>P19</b>	<b>P27</b>
Pu/A kg/cm2	11.21	10.75	8.65	8.18
10% f'c=	21.00	21.00	21.00	21.00
como: Pu/A < 0.1f'c				
φ:	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>As a concentrar en los extremos</b>				
d = 0.80 L	3.68	3.04	2.10	3.16
$As = (Mu/\phi - 0.5PuL)/(fyd)$	-	<b>10.82</b>	<b>9.55</b>	<b>9.93</b>
De esta manera, se colocará mín 4 φ 3/4", en los extremos mas una cuantía igual a 0.0027 (φ 3/8" @ 0.20). Ver anexo 1.				
<b>Diseño del refuerzo horizontal</b>				
	<b>P1</b>	<b>P12</b>	<b>P19</b>	<b>P27</b>
<b>Vu =</b>	115.31	96.01	53.38	76.91
<b>h/L</b>	1.30	1.58	2.29	1.52
Vc = 0.80 $\sqrt{f'c}$ A.10 (ton)	69.3	57.3		59.5
Vc = 0.53 $\sqrt{f'c}$ A.10 (ton)			39.5	
As min = 0.0025*(100*t), (cm2/m)	3.25	3.25	3.25	3.25
Usando φ= 3/8", Av= (cm2)=	0.71	0.71	0.71	0.71
s (m) =	0.22	0.22	0.22	0.22
Vs (ton) = Vu/φ - Vc =	66.33	55.68	23.31	30.96
s(m) = (Av. Fy. d/Vs)/100 =	0.17	0.16	0.17	0.30
φ = 0.85				
Por lo tanto utilizar:				
Para la Placa P1: φ 3/8" @ 0.15				
Para la Placa P12: φ 3/8" @ 0.15				
Para la Placa P19: φ 3/8" @ 0.15				
Para la Placa P27: φ 3/8" @ 0.20				

## CONCLUSIONES

- 1) Las edificaciones de mediana altura que más abundan en nuestro medio, son estructuradas por muros de albañilería confinada y el comportamiento sísmico de estas edificaciones depende mucho de la calidad de los materiales empleados y de la técnica constructiva empleada, es por ello que la Norma E070 hace especial énfasis en estos aspectos y nosotros los ingenieros debemos aplicarla y propagar dicha información siempre que estemos en una construcción de este tipo ó realizando el diseño estructural.
- 2) La albañilería es un sistema frágil, basta una distorsión de 1/800 como para que ella se agriete, por ello es necesario emplear cimentaciones rígidas cuando se cimiente sobre suelos de baja capacidad portante, tal como se presenta en el siguiente informe y se detalla en los planos dado en el anexo tres.
- 3) La norma E070 del 2006 ha tenido cambio importantísimos respecto a la norma anterior (E070 de 1982) en cuanto a materiales, construcción, Resistencia de Albañilería, Análisis y Diseño estructural e Interacción Tabique-Pórtico.
- 4) Debido a un mal criterio de las personas en no asesorarse de un ingeniero civil, muchas veces se construyen las columnas para después levantar la albañilería, quedando una junta a ras sin ningún anclaje entre ambos elementos y es ahí que cuando ocurre un sismo donde se observa mejor aún dichas fallas. En la Norma E.070 se especifica que para que un muro se considere confinado, el concreto de las columnas debe vaciarse después de haberse construido la albañilería, utilizando entre ambos materiales uniones dentadas o a ras, pero, con mechas de anclaje. Esta disposición no se cumplió en varias edificaciones en Pisco, donde las columnas no funcionaban como arriostres, volcándose la albañilería en los pisos altos.
- 5) **Un muro arriostrado**, es aquel provisto de elementos de arriostre, mientras que un **muro de arriostre** es aquel muro portante transversal al muro que provee estabilidad y resistencia lateral. Pero para que un muro sirva de

arriostre a otro transversal, ambos deben estar conectados y haberse construido en simultáneo.

- 6) **Un Muro Portante**, es un muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical.
- 7) **Viga Solera**, es una Viga de concreto armado vaciado sobre el muro de albañilería para proveerle arriostre y confinamiento. La viga solera tiene la función de transmitir la carga sísmica desde la losa del techo hacia los muros. En el caso que el diafragma (losa de techo) sea rígido, la solera no trabaja como arriostre horizontal, ya que no se deforma ante acciones sísmicas transversales al plano del muro, En el caso que el diafragma sea flexible (techo metálico o de madera), la solera es indispensable para arriostrar horizontalmente a los muros.
- 8) El diseño de toda la estructura será capaz de resistir la construcción de un segundo piso, tal como se demuestra mediante los cálculos hechos en el presente informe y el cual se detalla en los planos y especificaciones dados en el anexo tres.
- 9) Inicialmente bastó con poner todos los muros de albañilería de soga (ancho = 13cm) para cumplir con la densidad mínima de muros que se especifica en la norma E070 y para cumplir también con el máximo desplazamiento lateral que especifica la norma E060; sin embargo debido al diseño por resistencia al agrietamiento diagonal (capítulo 3) de los muros ante un sismo moderado se demostró que tenían que aumentar 4 placas a la estructura, dos en cada dirección tal como se observa en el plano N° E01 del anexo tres para cumplir con dicho requisito.
- 10) La estructura se cimentará sobre un suelo arenoso de baja capacidad portante,  $\sigma_{adm.} = 1 \text{ Kg./cm}^2$  según el estudio de suelos (anexo dos), y ya que el uso de la estructura es de importancia, uso de hospital, se deberá construir necesariamente vigas de cimentación, de tal manera de evitar

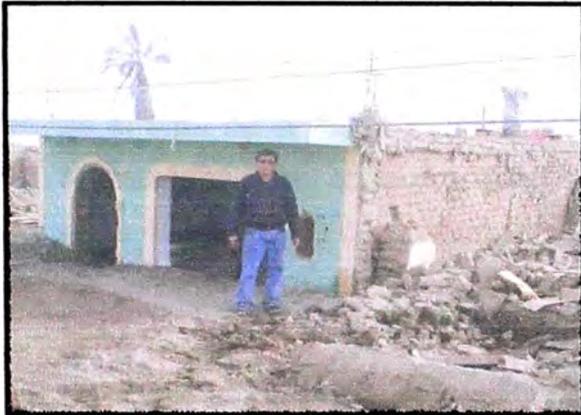
posibles asentamientos diferenciales. Esto se detalla y especifica en los planos, dados en el anexo tres.

- 11)** Se deberá usar cemento tipo II en la construcción de toda la cimentación, incluyendo los sobrecimientos, debido a la presencia de sulfatos, la cual es mayor a la que la norma permite y además se usará ladrillo Kink Kong tipo industrial, para cumplir con el análisis y diseño del presente informe.
- 12)** Todos los muros de ladrillo del primer piso llevarán refuerzo horizontal, tal como se demostró en el capítulo tres del presente informe. Esta será de  $\phi \frac{1}{4}$ " cada dos hiladas y penetrarán a la columna de confinamiento 15 cm. con un gancho también de 15 cm.
- 13)** Debido al diseño de muros se llegó a obtener cuatro placas, cuyo diseño lo podemos resumir en el siguiente cuadro que se muestra a continuación:

En la dirección "Y":	Ancho (m)	Largo (m)	As. Vertical.	As. Horizontal.	As. Extremos.
PLACA P1	13	460	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.20	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.15	6 $\phi \frac{1}{2}$ "
PLACA P12	13	380	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.20	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.15	4 $\phi \frac{3}{4}$ "
En la dirección "X":					
PLACA P19	13	443	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.20	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.20	4 $\phi \frac{3}{4}$ "
PLACA P27	13	395	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.20	$\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.20	4 $\phi \frac{3}{4}$ "

## RECOMENDACIONES

- 1) No se recomienda construir sobre arena fina suelta con napa freática elevada por el riesgo que este suelo pueda licuarse durante los terremotos, ni sobre arcilla expansiva que al entrar en contacto con el agua puede generar fuertes asentamientos diferenciales (Fig.3).



**Fig.1. Suelos no aptos para la construcción. Licuación en Tambo de Mora en el sismo de Pisco del 15-08-2007 (izq.), y arcilla expansiva en Talara (derecha).**

- 2) Es importante, especificar el grosor de las juntas, ya que grosores por encima del límite máximo especificado en la Norma (15 mm, Fig.2), reducen sustancialmente la resistencia a compresión y a fuerza cortante de la albañilería.



- 3) No se debe picar a la albañilería para luego instalar los conductos, porque trae como consecuencia el debilitamiento de la conexión columna-albañilería, perdiéndose la integridad que deberían tener ambos elementos, con lo cual el muro queda dividido en dos partes no confinadas. Por las razones mencionadas, se especifica que los tubos de diámetro menores de 55 mm deben tener un recorrido vertical y que nunca debe picarse a la albañilería para alojarlos. En estos casos, la colocación de los tubos en los muros se hará en cavidades dejadas durante la construcción de la albañilería que luego se rellenarán con concreto.

4) Se recomienda que los tubos para instalaciones sanitarias y los tubos con diámetros mayores que 55 mm, tendrán recorridos fuera de los muros portantes o en falsas columnas y se alojarán en ductos especiales, o en muros no portantes.

5) Cuando los tubos de diámetros superiores a 55 mm atraviesan muros portantes, deberán alojarse en falsas columnas (Fig.3), no en columnas estructurales. En este caso, el área de la falsa columna debe calcularse de tal modo que se cumpla la siguiente expresión:  $A_c f'_c = A_m f'_m$ , donde  $A_c$  es el área de la falsa columna (descontando a " $A_m$ " el área del tubo),  $f'_c$  es la resistencia del concreto,  $A_m$  es el área de la albañilería desalojada y  $f'_m$  es la resistencia a compresión de la albañilería.

Es preferible que estos conductos se alojen en ductos, planificados previamente por el arquitecto, lo que incluso permitirá un adecuado mantenimiento de las instalaciones.



**Fig.3.- Falsa columna. Nótese las mechas horizontales embutidas en la albañilería, para conectar las partes divididas del muro.**

6) Se recomienda siempre asesorar a todas aquellas personas que lo necesiten en cuanto a la construcción de sus casas, incluso ad honorem, para ser buenos vistos por la sociedad y poco a poco quitar la idea de que un ingeniero civil significa gasto, lo cual es incorrecto.

7) Se recomienda construir el proyecto "Construcción de Nuevas Unidades de atención del Hospital San José de Chincha", siguiendo los detalles y especificaciones de los planos dados en el anexo tres, ya que son el resultado del análisis y diseño estructural presentado en el siguiente informe de suficiencia profesional.

## BIBLIOGRAFIA

### LIBROS:

- Abanto Castillo, Flavio, Análisis y diseño de edificaciones de Albañilería, Segunda Edición, Editorial San Marcos, Lima-Perú, 2003.
- H., Nilson, Arthur, Diseño de estructuras de Concreto, duodécima edición, Editorial Mc Graw Hill, Bogotá-Colombia, 1999.
- J.C. Ramos, Raúl, Análisis y diseño de estructuras con ETABS 8.4.8, Primera edición, Editorial Grupo Universitario, Lima-Perú, 2005.
- M. Alfaro, Juan, Análisis estático y dinámico lineal y no lineal de sistemas de edificios ETABS versión 9.0, Primera edición, grupo Editorial Megabyte, Lima-Perú, 2006.
- Morales Morales, Roberto, Diseño en Concreto Armado, Tercera edición, Fondo Editorial ICG, Lima-Perú, 2006.
- Reglamento Nacional de estructuras, Norma E.020, E.050, E.030, E.060, E.070, Fondo Editorial ICG, Lima-Perú, 2006.
- San Bartolomé, Ángel, Análisis de edificios, Primera edición, Fondo editorial Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima-Perú, 1998.

### REFERENCIA DE INTERNET

- [http://www.4shared.com/file/30738060/163e4097/ACI\\_318S-05\\_Requisitos\\_de\\_Reglamento\\_para\\_Concreto\\_Estructural\\_y\\_Comentario.html?s=1](http://www.4shared.com/file/30738060/163e4097/ACI_318S-05_Requisitos_de_Reglamento_para_Concreto_Estructural_y_Comentario.html?s=1)
- <http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20070430-Ejm%20Edificio%20Alba%20Confinada.pdf>

# ANEXOS

## **ANEXO 1**

# **DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN**

## Diagrama de Interacción para la Placa P1

### Datos Generales

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$   
 $t = 0.13 \text{ m}$   
 $L = 4.6 \text{ m}$   
 $rec = 0.04 \text{ m}$   
 $ecu = 0.003$

### Condición de carga concéntrica

$A_g = 0.598 \text{ m}^2$   
 $P_{no} = 0.85f_c (A_g - A_{st}) + A_{st}f_y = 1184 \text{ ton.}$

### Condición balanceada

$d = 4.56 \text{ m.}$   
 $e_s = e_y = f_y / E_s = 0.002$   
 $C_b = d(e_{cu} / (e_{cu} + e_y)) = 2.6824 \text{ m.}$   
 $ab = 0.85 c_b = 2.28 \text{ m.}$

### Área de compresión del concreto

$A_c = ab \cdot t = 0.296 \text{ m}^2.$   
 $y_c = (L/2 - ab/2) = 1.16 \text{ m.}$   
 $C_c = 0.85 f_c \cdot A_c = 529.1 \text{ ton.}$   
 $P_{nb} = C_c + \sum F_{si} = 541.58 \text{ ton.}$   
 $M_{nb} = C_c \cdot y_c + \sum F_{si} \cdot d_i = 787.93 \text{ t.m}$   
 $eb = M_{nb} / P_{nb} = 1.45 \text{ m.}$

$d_i$ cm	$n$	$f$	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$f_{si}$ t/cm <sup>2</sup>	$F_{si}$ ton.	C/T	$L/2 - d_i$ m	$F_{si}(C_b - d_i)$ t.m
4	3	1/2"	3.6	4.20	15.12	C	2.26	34.1712
21	3	1/2"	3.6	4.20	15.12	C	2.09	31.6008
30	1	3/8"	0.7	4.20	2.94	C	2.00	5.8800
50	1	3/8"	0.7	4.20	2.94	C	1.80	5.2920
70	1	3/8"	0.7	4.20	2.94	C	1.60	4.7040
90	1	3/8"	0.7	3.99	2.79	C	1.40	3.9071
110	1	3/8"	0.7	3.54	2.48	C	1.20	2.9732
130	1	3/8"	0.7	3.09	2.16	C	1.00	2.1645
150	1	3/8"	0.7	2.64	1.85	C	0.80	1.4811
170	1	3/8"	0.7	2.20	1.54	C	0.60	0.9229
190	1	3/8"	0.7	1.75	1.23	C	0.40	0.4900
210	1	3/8"	0.7	1.30	0.91	C	0.20	0.1824
230	1	3/8"	0.7	0.86	0.60	C	0.00	0.0000
250	1	3/8"	0.7	0.41	0.29	C	-0.20	-0.0571
270	1	3/8"	0.7	-0.04	-0.03	T	-0.40	0.0111

290	1	3/8"	0.7	-0.49	-0.34	T	-0.60	0.2045
310	1	3/8"	0.7	-0.93	-0.65	T	-0.80	0.5232
330	1	3/8"	0.7	-1.38	-0.97	T	-1.00	0.9671
350	1	3/8"	0.7	-1.83	-1.28	T	-1.20	1.5363
370	1	3/8"	0.7	-2.28	-1.59	T	-1.40	2.2308
390	1	3/8"	0.7	-2.72	-1.91	T	-1.60	3.0505
410	1	3/8"	0.7	-3.17	-2.22	T	-1.80	3.9955
430	1	3/8"	0.7	-3.62	-2.53	T	-2.00	5.0658
<b>439</b>	<b>3</b>	<b>1/2"</b>	<b>3.6</b>	<b>-3.82</b>	<b>-13.75</b>	<b>T</b>	<b>-2.09</b>	<b>28.7397</b>
<b>456</b>	<b>3</b>	<b>1/2"</b>	<b>3.6</b>	<b>-4.20</b>	<b>-15.12</b>	<b>T</b>	<b>-2.26</b>	<b>34.1712</b>
			<b>Ast = 29.1</b>	<b>Σ Fsi = 12.51</b>			<b>Σ</b>	<b>174.21</b>

Utilizando macros en Excel y para diferentes valores de "c", obtenemos valores de "Pn" y "Mn" tal como se hizo para la condición balanceada, con cb.

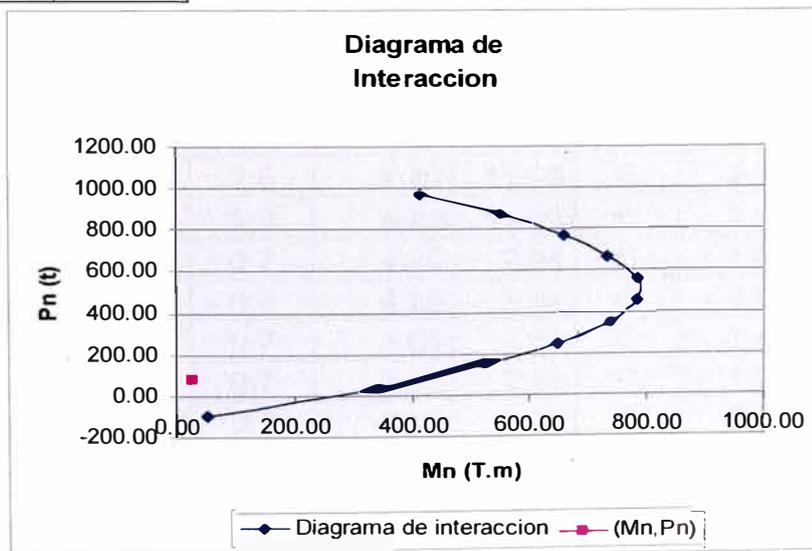
Dicho cuadro generará el gráfico del diagrama de interacción.

c	Pn	Mn
0.04	-99.21	52.18
0.49	41.18	344.92
0.94	146.41	520.81
1.40	248.77	649.52
1.85	351.21	737.18
2.30	453.66	783.65
2.75	559.00	782.51
3.20	668.06	733.01
3.66	772.11	656.28
4.11	872.75	549.94
4.56	971.05	412.70

**Cargas ultimas**

Pu= 67.05 , φ= 0.90  
 Mu= 25.70 , φ= 0.90

→ Pu/φ = 74.5 ton.  
 → Mn/φ = 28.56 t.m



**Diagrama de Interacción Placa P1**

## Diagrama de Interacción para la Placa P2

### Datos Generales

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$   
 $t = 0.13 \text{ m}$   
 $L = 4.6 \text{ m}$   
 $rec = 0.04 \text{ m}$   
 $ecu = 0.003$

### Condición de carga concéntrica

$A_g = 0.598 \text{ m}^2$   
 $P_{no} = 0.85f_c (A_g - A_{st}) + A_{st}f_y = 1181 \text{ ton.}$

### Condición balanceada

$d = 4.56 \text{ m.}$   
 $e_s = e_y = f_y / E_s = 0.002$   
 $C_b = d(e_{cu} / (e_{cu} + e_y)) = 2.6824 \text{ m.}$   
 $a_b = 0.85 c_b = 2.28 \text{ m.}$

### Área de compresión del concreto

$A_c = a_b \cdot t = 0.296 \text{ m}^2.$   
 $y_c = (L/2 - a_b/2) = 1.16 \text{ m.}$   
 $C_c = 0.85 f_c \cdot A_c = 529.1 \text{ ton.}$   
 $P_{nb} = C_c + \sum F_{si} = 568.24 \text{ ton.}$   
 $M_{nb} = C_c \cdot y_c + \sum F_{si} \cdot d_i = 776.07 \text{ t.m}$   
 $e_b = M_{nb} / P_{nb} = 1.37 \text{ m.}$

$d_i$ cm	n	f	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$f_{si}$ t/cm <sup>2</sup>	F <sub>si</sub> ton.	C/T	L/2 - $d_i$ m	F <sub>si</sub> (C <sub>b</sub> - $d_i$ ) t.m
5	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.25	26.8380
10	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.20	26.2416
20	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.10	25.0488
30	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.00	23.8560
49	1	3/8"	0.7	4.20	2.94	C	1.81	5.3214
69	1	3/8"	0.7	4.20	2.94	C	1.61	4.7334
89	1	3/8"	0.7	4.01	2.81	C	1.41	3.9571
109	1	3/8"	0.7	3.56	2.49	C	1.21	3.0169
129	1	3/8"	0.7	3.11	2.18	C	1.01	2.2019
149	1	3/8"	0.7	2.67	1.87	C	0.81	1.5122
169	1	3/8"	0.7	2.22	1.55	C	0.61	0.9478
189	1	3/8"	0.7	1.77	1.24	C	0.41	0.5087
209	1	3/8"	0.7	1.33	0.93	C	0.21	0.1948

229	1	3/8"	0.7	0.88	0.61	C	0.01	0.0061
249	1	3/8"	0.7	0.43	0.30	C	-0.19	-0.0572
269	1	3/8"	0.7	-0.02	-0.01	T	-0.39	0.0047
289	1	3/8"	0.7	-0.46	-0.33	T	-0.59	0.1918
309	1	3/8"	0.7	-0.91	-0.64	T	-0.79	0.5042
329	1	3/8"	0.7	-1.36	-0.95	T	-0.99	0.9419
349	1	3/8"	0.7	-1.81	-1.26	T	-1.19	1.5049
<b>359</b>	<b>2</b>	<b>3/4"</b>	<b>5.7</b>	<b>-2.03</b>	<b>-11.53</b>	<b>T</b>	<b>-1.29</b>	<b>14.8761</b>
<b>376</b>	<b>2</b>	<b>3/4"</b>	<b>5.7</b>	<b>-2.41</b>	<b>-13.69</b>	<b>T</b>	<b>-1.46</b>	<b>19.9900</b>
		<b>Ast =</b>	<b>28.2</b>	<b>Σ Fsi =</b>	<b>39.16</b>		<b>Σ</b>	<b>162.34</b>

Utilizando macros en excel y para diferentes valores de "c", obtenemos valores de "Pn" y "Mn" tal como se hizo para la condición balanceada.

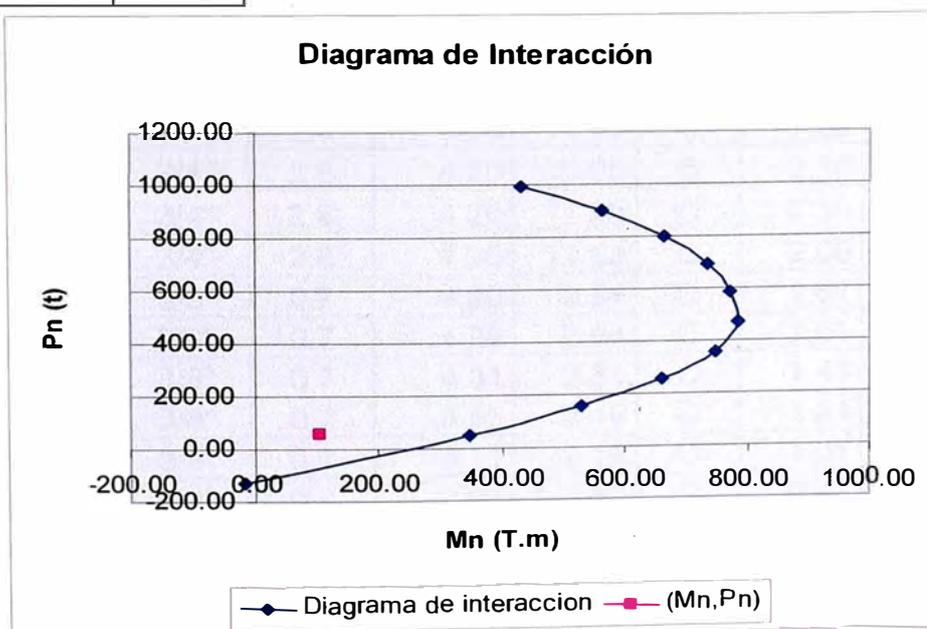
Dicho cuadro generará el gráfico del diagrama de interacción.

c	Pn	Mn
0.04	-126.91	-15.70
0.49	47.12	348.91
0.94	155.27	530.56
1.40	257.89	659.79
1.85	360.32	747.43
2.30	469.31	785.17
2.75	585.55	772.45
3.20	694.05	732.79
3.66	797.69	663.46
4.11	898.01	562.91
4.56	996.04	430.29

**Cargas últimas**

Pu= 53.12 , φ= 0.90  
 Mu= 94.00 , φ= 0.90

→ Pu/φ = 59.03 ton.  
 → Mn/φ = 104.4 t.m



**Diagrama de Interacción Placa P2**

### Diagrama de Interacción para la Placa P3

#### Datos Generales

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$   
 $t = 0.13 \text{ m}$   
 $L = 4.6 \text{ m}$   
 $rec = 0.04 \text{ m}$   
 $ecu = 0.003$

#### Condición de carga concéntrica

$A_g = 0.598 \text{ m}^2$   
 $P_{no} = 0.85f_c (A_g - A_{st}) + A_{st}f_y = 1187 \text{ ton.}$

#### Condición balanceada

$d = 4.56 \text{ m.}$   
 $e_s = e_y = f_y / E_s$   
 $= 0.002$   
 $C_b = d(e_c / (e_c + e_y)) = 2.6824 \text{ m.}$   
 $ab = 0.85 c_b = 2.28 \text{ m.}$

#### Área de compresión del concreto

$A_c = ab.t = 0.296 \text{ m}^2.$   
 $y_c = (L/2 - ab/2) = 1.16 \text{ m.}$   
 $C_c = 0.85 f_c A_c = 529.1 \text{ ton.}$   
 $P_{nb} = C_c + \sum F_{si} = 601.11 \text{ ton.}$   
 $M_{nb} = C_c y_c + \sum F_{si} d_i = 737.37 \text{ t.m}$   
 $e_b = M_{nb} / P_{nb}$   
 $= 1.23 \text{ m.}$

di cm	n	f	As cm <sup>2</sup>	f <sub>si</sub> t/cm <sup>2</sup>	F <sub>si</sub> ton.	C/T	L/2 - di m	F <sub>si</sub> (C <sub>b</sub> -di) t.m
5	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.25	26.8380
10	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.20	26.2416
20	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.10	25.0488
30	1	3/4"	2.8	4.20	11.93	C	2.00	23.8560
49	1	3/8"	0.7	4.20	2.94	C	1.81	5.3214
69	1	3/8"	0.7	4.20	2.94	C	1.61	4.7334
89	1	3/8"	0.7	4.01	2.81	C	1.41	3.9571
109	1	3/8"	0.7	3.56	2.49	C	1.21	3.0169
129	1	3/8"	0.7	3.11	2.18	C	1.01	2.2019
149	1	3/8"	0.7	2.67	1.87	C	0.81	1.5122
169	1	3/8"	0.7	2.22	1.55	C	0.61	0.9478
189	1	3/8"	0.7	1.77	1.24	C	0.41	0.5087
209	1	3/8"	0.7	1.33	0.93	C	0.21	0.1948
229	1	3/8"	0.7	0.88	0.61	C	0.01	0.0061

241	2	3/4"	5.7	0.61	3.46	C	-0.11	-0.3806
258	2	3/4"	5.7	0.23	1.30	C	-0.28	-0.3641
		<b>Ast =</b>	<b>29.7</b>	<b>Σ Fsi =</b>	<b>72.04</b>		<b>Σ</b>	<b>123.64</b>

Utilizando macros en Excel y para diferentes valores de "c", obtenemos valores de "Pn" y "Mn" tal como se hizo para la condición balanceada.

Dicho cuadro generará el gráfico del diagrama de interacción.

c	Pn	Mn
0.04	-109.27	-84.17
0.49	64.76	280.44
0.94	172.91	462.09
1.40	275.53	591.32
1.85	398.62	675.69
2.30	511.84	723.77
2.75	616.96	737.21
3.20	717.47	716.31
3.66	815.10	661.12
4.11	910.73	571.58
4.56	1005.00	447.80

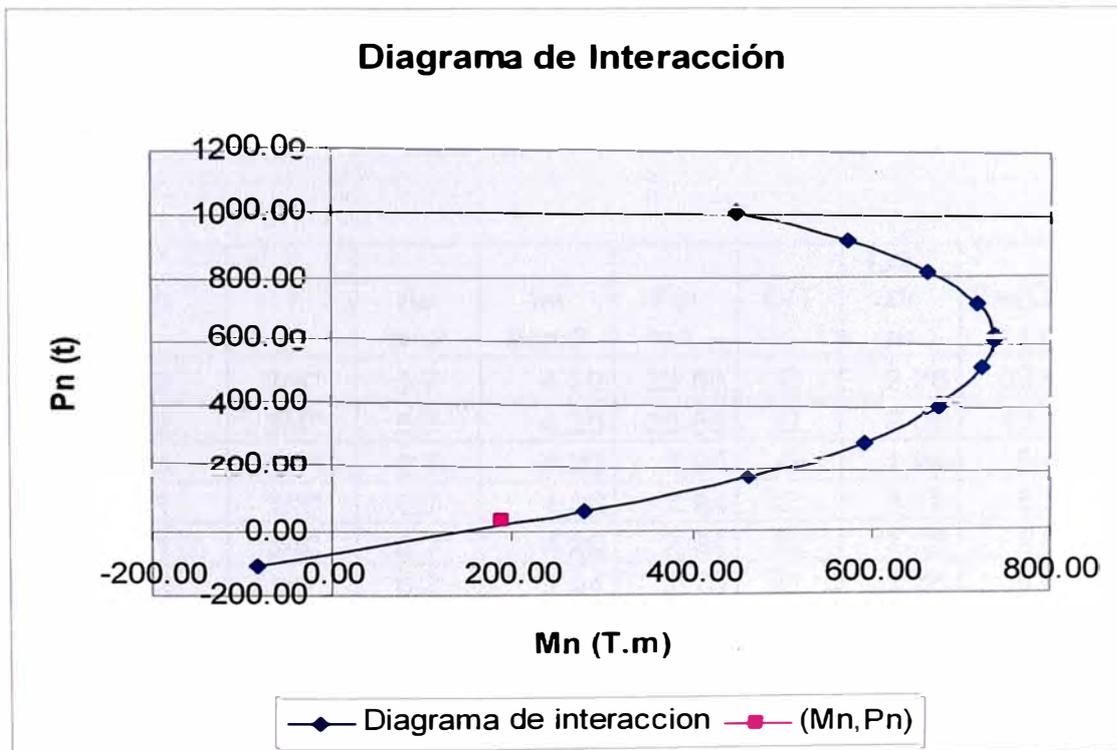
**Cargas ultimas**

$P_u = 29.47$  ,  $\phi = 0.90$

$M_u = 168.81$  ,  $\phi = 0.90$

→  $P_u/\phi = 32.74$  ton.

→  $M_u/\phi = 187.6$  t.m



**Diagrama de Interacción Placa P3**

272	1	3/8"	0.7	-0.08	-0.06	T	-0.42	0.0248
292	1	3/8"	0.7	-0.53	-0.37	T	-0.62	0.2307
312	1	3/8"	0.7	-0.98	-0.69	T	-0.82	0.5619
332	1	3/8"	0.7	-1.43	-1.00	T	-1.02	1.0184
352	1	3/8"	0.7	-1.87	-1.31	T	-1.22	1.6001
<b>365</b>	1	<b>3/4"</b>	<b>2.8</b>	<b>-2.16</b>	<b>-6.15</b>	<b>T</b>	<b>-1.35</b>	<b>8.2986</b>
<b>375</b>	1	<b>3/4"</b>	<b>2.8</b>	<b>-2.39</b>	<b>-6.78</b>	<b>T</b>	<b>-1.45</b>	<b>9.8344</b>
<b>385</b>	1	<b>3/4"</b>	<b>2.8</b>	<b>-2.61</b>	<b>-7.42</b>	<b>T</b>	<b>-1.55</b>	<b>11.4973</b>
<b>395</b>	1	<b>3/4"</b>	<b>2.8</b>	<b>-2.84</b>	<b>-8.05</b>	<b>T</b>	<b>-1.65</b>	<b>13.2873</b>
			<b>Ast = 34.6</b>	<b>Σ Fsi = 38.27</b>				<b>Σ 177.45</b>

268.24	1	1/2"	1.2	0.00	0.00			
--------	---	------	-----	------	------	--	--	--

Utilizando macros en Excel y para diferentes valores de "c", obtenemos valores de "Pn" y "Mn" tal como se hizo para la condición balanceada.

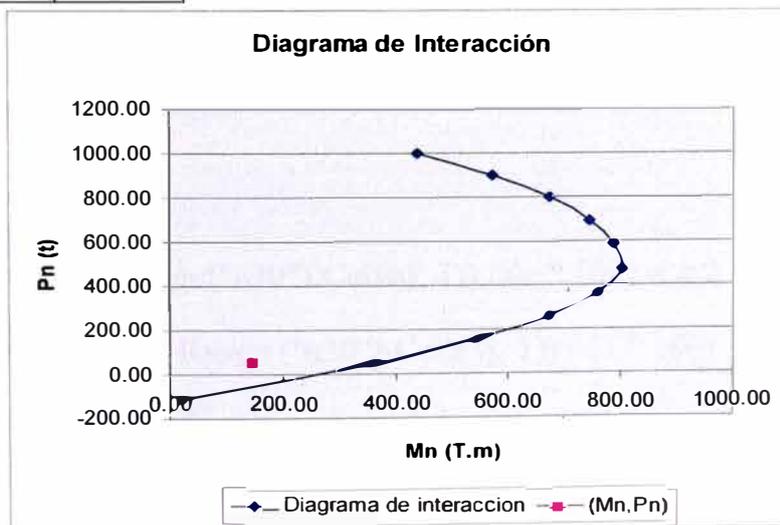
Dicho cuadro generará el gráfico del diagrama de interacción.

c	Pn	Mn
0.04	113.66	20.73
0.49	50.84	365.33
0.94	157.54	544.31
1.40	259.93	673.10
1.85	362.38	760.80
2.30	468.02	802.69
2.75	584.75	787.11
3.20	693.82	745.03
3.66	797.86	673.85
4.11	898.50	571.88
4.56	996.81	438.13

**Cargas ultimas**

Pu= 42.00 , φ= 0.90  
 Mu= 132.32 , φ= 0.90

→ Pu/φ = 46.66 ton.  
 → Mn/φ = 147 t.m



**Diagrama de Interacción Placa P4**

## Codificación de la macro en Excel creada para obtener los puntos Mn, Pn del Diagrama de Interacción.

Sub diagrama()

fc = Range("b4") 'kg/cm2

t = Range("b7") 'm

l = Range("b8") 'm

r = Range("b9") 'm

s = (l - 2 \* r) / 10 'm

i = 0

n = 23 'numero de capas de la placa'

Ast = 0 'area de acero total en cm2

j = 0

Do

j = j + 1

Ast = Ast + Range("d30").Cells(j, 1)

Loop While j < n

'k = 0

Do

c = r + i \* s 'c en metros'

i = i + 1

Range("a64").Cells(i, 1).Value = c

a = 0.85 \* c 'a en metros

Ac = a \* t 'Ac en m2'

Cc = 0.85 \* fc \* Ac \* 10 'Cc en Ton'

s1 = 0

s2 = 0

j = 0

s3 = 0

'k = k + 1

Do

j = j + 1

If 6 \* (c \* 100 - Range("a30").Cells(j, 1)) / (c \* 100) > 4.2 Then

fs = 4.2

ElseIf 6 \* (c \* 100 - Range ("a30").Cells (j, 1)) / (c \* 100) < -4.2 Then

fs = -4.2

Else: fs = 6 \* (c \* 100 - Range("a30").Cells(j, 1)) / (c \* 100) ' fs en ton/cm2'

End If

```
C_T = fs * Range("d30").Cells(j, 1) 'C_T en ton
'Range("h64").Cells(j, k).Value = C_T
M = C_T * (1 / 2 - 0.01 * Range("a30").Cells(j, 1)) 'M en ton.m
s1 = s1 + C_T
s2 = s2 + M
Loop While j < n

y = 1 / 2 - 0.5 * a
Pn = s1 + Cc 'Pn en ton
Mn = s2 + Cc * y 'Mn en ton.m

Range("b64").Cells(i, 1).Value = Pn
Range("c64").Cells(i, 1).Value = Mn

Loop While c + s < 1

End Sub
```

**ANEXO 2**

**ESTUDIO DE MECANICA  
DE SUELOS**

# ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO:

## REMODELACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHA"



DIRECCIÓN : AV. ALVA MAURTUA #  
DISTRITO : CHINCHA  
PROVINCIA : CHINCHA.  
DPTO : ICA.

NOVIEMBRE 2,005

## INDICE

- 1.0 GENERALIDADES
  - 1.10 Objeto del estudio.
  - 1.20 Ubicación del área en estudio.
  - 1.30 Condiciones climáticas.
  - 1.40 Características del proyecto.
- 2.0 SISMICIDAD
- 3.0 INVESTIGACIÓN DE CAMPO
  - 3.10 Calicatas de exploración
  - 3.20 Toma de Muestras y obtención de Densidades de Campo.
  - 3.30 Pruebas de Penetración Dinámica Ligera
- 4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO
  - 4.10 Clasificación de Suelos.
- 5.0 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO
- 6.0 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN
  - 6.10 Profundidad de Cimentación
  - 6.20 Tipo de Cimentación.
  - 6.30 Cálculo de la capacidad portante
  - 6.40 Análisis de asentamientos
- 7.0 AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
- 8.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

**Alfredo Zegarra Tambo**  
**Ingeniero Civil**  
**CIP 58647**

**Av. Habich 471 – 2º piso**  
**Urb. Ingenieria – S.M.P.**  
**TEL. 481-6397**

---

## **ANEXOS**

- ANEXO I** Registros de sondajes y excavaciones
- ANEXO II** Resultado de ensayos de laboratorio
- ANEXO III** Material fotográfico
- ANEXO IV** Ubicación de calicatas y columnas estratigráficas
- ANEXO V** Mapa de zonificación sísmica del Perú

## INFORME TÉCNICO

### **1.00 GENERALIDADES**

#### **1.10 Objeto del Estudio**

El objetivo del presente Informe Técnico, es investigar el sub suelo del terreno sobre el que se proyecta desarrollar el proyecto de Remodelación del Hospital San José de Chincha, por medio de la aplicación de la Mecánica de Suelos, una ciencia que indica los ensayos fundamentales y necesarios para predecir el comportamiento de un suelo bajo la acción de un sistema de cargas y que, con la ayuda del análisis matemático, ensayos de laboratorio, ensayos de campo y de los datos experimentales recogidos en obras anteriores, permite proyectar y ejecutar trabajos de fundaciones de toda índole.

#### **1.20 Ubicación del Área en Estudio**

La zona de estudio se encuentra ubicada en la avenida Alva Maurtua #350, Chincha Ica

#### **1.30 Condiciones Climáticas**

La ciudad de Ica tiene un clima seco y soleado. La temperatura promedio en verano (diciembre-marzo) es de 27 grados centígrados y en invierno (junio-setiembre) de 18 grados centígrados.

#### **1.40 Características del Proyecto**

El Proyecto consistirá en la ampliación del Hospital San José de Chincha, cuyo nivel de intervención será definido por el Proyectista.

## 2.00 SISMICIDAD

El Local en estudio encuentra en la Zona III de Alta Sismicidad, de acuerdo al "Mapa de Zonificación Sísmica del Perú" de acuerdo a las Normas de Diseño Sísmo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcción. De acuerdo a la zona sísmica y el tipo de suelo, se pueden considerar los siguientes parámetros de diseño:

Factor de Tipo de Suelo,  $S = 1.2$

Factor de Zonificación Sísmica,  $Z = 0.4 g$  (Zona III)

Periodo,  $T_p = 0.6 s$

## 3.0 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Para determinar las características físico mecánicas del suelo, lo cual nos ha permitido estimar las condiciones de resistencia para la cimentación, se programó la realización de siete puntos de investigación, excavándose cinco calicatas hasta una profundidad máxima de 3.40m. por debajo de la actual plataforma de uso, obteniéndose muestras en suficiente cantidad para la ejecución de los respectivos ensayos de laboratorio. Se ejecutó también dos ensayos de penetración dinámica ligera (DPL), para apreciar la resistencia in situ.

### 3.10 Calicatas de exploración

Tal como se ha indicado, se excavaron cuatro calicatas ubicadas en el terreno de tal manera que nos permitieron inferir características de la formación del sub suelo. Las profundidades de excavación fueron las siguientes :

CALICATA N°	PROFUNDIDAD
C - 1	3.00
C - 2	3.00
C - 3	3.40
C - 4	3.00
C - 5	3.00

### 3.20 Toma de Muestras y obtención de Densidades de Campo.

Se extrajeron muestras representativas de las calicatas excavadas, y se obtuvieron valores de la densidad natural del suelo, mediante el método de anillo graduado.

### 3.30 Pruebas de Penetración Dinámica Ligera

Como se ha indicado, se realizaron también dos pruebas de resistencia in situ, con ensayos de Penetración Dinámica Ligera (D.P.L.). Ensayo que consiste en hincar un tubo de medidas estándares (diámetro 1") y una punta cónica de penetración con un ángulo de 90°, por medio de una masa de fierro de 20 kilos de peso, dejada caer desde una altura de 0.56 metros, contabilizándose el número de golpes necesarios para hacer penetrar el tubo una profundidad de 0.10 metros.

Para mayor referencia se puede ver el artículo "Penetración Dinámica Ligera (DPL)", presentado como ponencia en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil realizado en la ciudad de Puno, por los Ingenieros Alberto Martínez Vargas y José Martínez Del Rosario.

Estos Ensayos comenzaron las siguientes profundidades :

D.P.L. N°	PROFUNDIDAD
DP - 1	3.20
DP - 2	2.50

Ver ubicación de exploraciones en Anexo IV.

#### 4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron los respectivos ensayos de Mecánica de Suelos de acuerdo a las normas ASTM, y según la relación que se indica. Los que han permitido determinar la clasificación de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422.
- Contenido de Humedad ASTM D-2216.
- Límite Líquido ASTM D-423
- Límite Plástico ASTM D-424
- Corte Directo en Laboratorio ASTM D-3080
- Contenido de Sulfatos, Cloruros. BS 1377- Parte 3.

#### 4.10 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según se muestra en los sondeos.

## 5.0 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Para determinar las características del subsuelo, se realizaron cinco excavaciones y dos ensayos de penetración dinámica ligera. En todas las excavaciones se encontró suelos arenosos de diferentes variantes, predominando las arenas con un significativo porcentaje de material fino de baja plasticidad, clasificando como arenas limosas SM y arenas arcillosas SC de manera prevaeciente; y en menor manera, arenas arcillo limosas SC-SM. Encontramos también arenas mal graduadas con limo SP-SM y arenas pobremente graduadas SP.

La potencia máxima del relleno encontrado fue de 1.30m. en la calicata C-3. Razón por la que se recomienda una profundidad mínima de cimentación de 1.50m. Los ensayos de penetración dinámica ligera ejecutados nos dan valores de  $N_{60}$  de 4 a 24 golpes hasta los 1.40m. en DP1, prosiguiendo luego de 5 golpes hasta 90 con rechazo a la penetración a los 3.20m. Mientras en DP2, el valor mínimo de  $N_{60}$  fue de 5 golpes de 1.40m. a 1.60m. incrementándose a mayor profundidad.

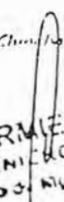
## 6.00 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

### 6.10 Profundidad de Cimentación

De acuerdo con las características del subsuelo descrito anteriormente, así como de la estructura a construir, se ha considerado para el análisis una profundidad de cimentación  $Df=1.50m.$ , apoyada sobre el suelo fino arenoso.

  
**ALFREDO ZAGARRA TAMBO**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 38847



  
**JUAN SARMIENTO SOTO**  
INGENIERO CIVIL  
R22 Colegio de Ingenieros N° 3157

### 6.20 Tipo de Cimentación

De acuerdo a las condiciones de suelo encontradas, se deberá realizar la cimentación, mediante cimientos conectados, de tal manera que se tenga una rigidez apropiada en cuanto a la forma de reacción del suelo.

### 6.30 Cálculo de la Capacidad Portante

A la profundidad antes mencionada, los cimientos se apoyarán sobre el suelo natural arenoso, cuyas características de resistencia se han obtenido mediante el ensayo de corte directo en laboratorio efectuado, determinándose los siguientes resultados:

Suelo de fundación	Suelo arenoso.
Angulo de fricción interna	$\phi = 25^\circ$
Cohesión	$C = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$
Densidad	$\gamma = 1.34 \text{ T/m}^3$

Densidad que por posibles efectos de saturación parcial del suelo se considera para efectos de cálculo  $1.00 \text{ kg/cm}^3$

Luego aplicando la relación propuesta por Karl Terzaghi la Capacidad

Portante Admisible (criterio de falla general) será de:

$$Q_u = C.N_c + 0.50.B.N_\gamma + \gamma.D_f.q.N_q$$

Donde:

Profundidad de Cimentación	$D_f = 1.50 \text{ m.}$
Factores Adimensionales	$N_c = 20.72$

  
ALFREDO ZEGARRA TAMBO  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 58647



	$N_q$	=	10.66
	$N_y$	=	10.88
Factor de Seguridad	F.S.	=	3.00

$$Q_{ad} = Q_u / FS$$

Zapatas:

$$Q_u = 29.61 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ad} = 0.99 \text{ Kg/cm}^2$$

### 6.30 Análisis de Asentamientos

Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento total de la cimentación a 1" (2.54cm). Así, el asentamiento elástico inicial según la Teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1,969), está dado por:

$$s = \frac{\Delta q B (1-u^2) I_w}{E_s}$$

Donde:

S = Asentamiento (cm)

Q = Esfuerzo neto transmitido ( $CC=0.99 \text{ Kg/cm}^2$ )

B = Ancho de cimentación ( $CC=0.60 \text{ m}$ )

$E_s$  = Módulo de Elasticidad ( $70 \text{ kg/m}^2$ .)

u = Relación de Poisson (0.30).

$I_w$  = Factor de Forma (210).

  
ALFREDO-ZEGARRA-TAMBO  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 58647

Se recomienda que para la resistencia propuesta, la cimentación procure ser rigidizada, considerando un peralte apropiado para la misma, evitando en lo posible utilizar



## 8.00 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1.- Se ha verificado en la excavación, que el subsuelo del área en estudio está constituido predominantemente en su base por suelos arenosos.
- 2.- El Proyecto consistirá en la ampliación del Hospital San José de Chíncha.
- 3.- Se recomienda cimentar a una profundidad no menor de  $D_f=1.50$ , desplantando sobre la arena encontrada, para la que se considera una resistencia  $Q_{ad}=1.00\text{kg/cm}^2$ .
- 4.- Parámetros recomendados para el análisis sísmico.  
Factor de Tipo de Suelo,  $S = 1.2$   
Factor de Zonificación Sísmica,  $Z = 0.4$  (Zona III)  
Periodo,  $T_p = 0.6$  s
- 5.- De acuerdo al Manual de Concreto Americano y las Normas Técnicas de Edificaciones Peruanas, la agresividad del concreto es baja y se recomienda utilizar Cemento Portland tipo I.
- 6.- Para el diseño de muros de contención y calzadura, se utilizará un valor del coeficiente de empuje activo  $K_a=0.30$ .
- 7.- El subsuelo de actividad de cimentación no está sujeto a socavaciones ni deslizamientos, así como no se ha encontrado evidencias de hundimiento ni levantamiento de terreno.
- 8.- Es muy importante prever obras para garantizar un drenaje adecuado en caso de ocurrir arroyos o inundaciones.

ALFREDO ZEGARRA TAMBO

INGENIERO CIVIL, Av. Alameda N° 600 - Chíncha - Ica  
CIP. 58847

JUAN SARMIENTO SOTO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 3057

- 9.- Para evitar daño a los pisos, veredas, losas y patios que pudieran estar considerados dentro de proyecto en contacto con el suelo de relleno poco contaminado, se recomendará emplear elementos anticontaminantes entre el suelo y las losas, como son una sub-base granular de 8" de espesor compactado al 100% de la máxima densidad seca según el ensayo de proctor modificado. Escarificando y compactando previamente la subrasante al 95% de la máxima densidad seca según el ensayo de proctor modificado, en 20 cm..
- 10.- Durante las excavaciones para la cimentación deberá verificarse que se hayan sobrepasado las capas superiores de suelo de relleno. Si al efectuar la excavación para los cimientos hasta las profundidades de cimentación mínimas recomendadas no se satisface este requisito, deberá profundizarse la cimentación hasta cumplirlo y vaciar en la altura de sobre-excavación efectuada con un falso cimiento de concreto pobre ciclópeo.
- 11.- Asimismo, si al nivel de cimentación se encuentra un bolsón de suelos de relleno deberá profundizarse la cimentación hasta sobrepasarlo y vaciar en la altura de sobre-excavación efectuada, un falso cimiento de concreto pobre ciclópeo.
- 12.- Por último, en los casos en que en el emplazamiento de un cimiento haya sido efectuada una excavación hasta una profundidad mayor que la profundidad considerada para la cimentación (calicata por ej.), deberá rellenarse a la altura de sobre-excavación efectuada con concreto pobre ciclópeo.
- 13.- Los resultados de la presente investigación, solo son válidos para la zona de estudio investigada.



**ALFREDO ZEGARRA TAMBO**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CIP. 58847**



Alfredo Zegarra Tambo  
Ingeniero Civil  
CIP 58647

Av. Habich 471 - 2° piso  
Urb. Ingenieros - S.M.P.  
TEL. 481-0597

## RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Tipo de cimentación:

Cimientos rígidos conectados.

Estrato de apoyo a la cimentación:

Suelos arenosos.

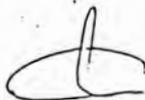
Parámetros de diseño para la cimentación

Profundidad de cimentación:	1.50m.
Presión admisible:	$Q_{adm} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
Factor de seguridad:	3
Asentamiento máximo tolerable:	0.81cm.

Agresividad del suelo

Baja. Utilizar Cemento Portland tipo I.

  
ALFREDO ZEGARRA TAMBO  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 58647



**ANEXO I**

**REGISTRO DE SONDAJES Y EXCAVACIONES**

JUAN SARMIENTO SOTO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 2257

EXCAVACION DE EXPLORACION - CALICATA

PROYECTO : REMODELACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CIINCIA"  
 UBICACIÓN : AV. ALVA MAÚRTUA # 600 - CIINCIA - ICA  
 CALICATA N° : C - 1  
 FECHA : NOVIEMBRE 2005

Prof	Muestra	Descripción	Símbolo	Clasificación
0.1 0.2 0.3 0.4 0.5	S/M	Relleno de matriz limo arenosa, con restos de ladrillos, gravas, talcos y concreto, de compactación firme		150
0.6 0.7 0.8 0.9	M - 1	Arena arcillosa, gravosa, de color amarillento, con bolos, ligeramente húmeda, de compactación firme		150
1 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9				
2 2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.6 2.7 2.8 2.9	M - 2	Arena arcillosa media, de color amarillento, con micras, de compactación firme, húmeda, con estructura en bloques.		150
3 3.1 3.2				

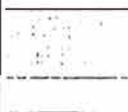
ALFREDO ZAGARRA TAMBO  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 58647

o Zagarra Tambo  
 eniero Civil  
 IP 58647

116 481.6597  
 102 8058

EXCAVACION DE EXPLORACION - CALICATA

PROYECTO : REMODELACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHA"  
 UBICACIÓN : AV. ALVA MAÚRTUA # 600 - CHINCHA - ICA  
 CALICATA N° : C - 2  
 FECHA : NOVIEMBRE 2005

Prof.	Muestra	Descripción	Simbolo	Clasificación
0.1	S/M	relleno		R-1
0.2				
0.3				
0.4				
0.5				
0.6				
1	M - 1	Arena limosa de color beige amarillento a blanquesino, de compactación firme, con intercalaciones de grava fina angulosa, húmeda		R-2
1.1				
1.2				
1.3				
1.4				
1.5				
1.6				
1.7				
1.8				
1.9				
2	M - 2	Arena de media a fina, de color grisáceo amarillento claro, con pimientos de lino, denso, poco húmedo		R-3
2.1				
2.2				
2.3	LENTE	Lento		R-4
2.4	M - 3	Arena limosa, de color amarillento claro, densa		R-5
2.5				
2.6	M - 4	Arena media, de color gris claro, poco húmedo, de compactación semisuelta		R-6
2.7				
2.8				
2.9				
3	M - 5	Arena de media a fina, limosa, de color beige claro, húmeda, con estructura en bloques, con mica		R-7
3.1				
3.2				



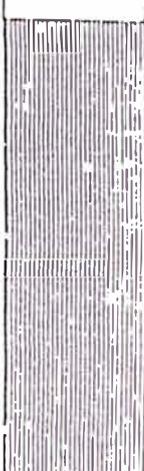
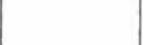
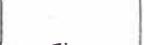
  
 ALFREDO ZAGARRA TAMBO  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 6-447

Av. Habich 471 - 2° Piso - Urb. Ingeniería - S.M.P.

JUAN SARMIENTO SOTO  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. Colegio de Ingenieros N° 3057

EXCAVACION DE EXPLORACION - CALICATA

PROYECTO : REMODELACION DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHIA"  
 UBICACION : AV. ALVA MAURTUA # 600 - CHINCHIA - ICA  
 CALICATA Nº : C - 3  
 FECHA : NOVIEMBRE 2005

Prof.	Muestra	Descripcion	Simbolo	Clasificación
0.1	S/M	Relevo		
0.2				
0.3				
0.4				
0.5				
0.6				
0.7				
0.8				
0.9				
1				
1.4	M - 1	Arena gruesa, poco limosa, de color gris, húmeda		
1.5				
1.6				
1.7				
1.8				
2.1	M - 2	Limo de color beige, poco amarillento a lúcumo, de consistencia firme, húmedo		
2.2				
2.3				
2.5	M - 3	Arena media, poco húmeda, de color plomizo a beige, densa		
2.6				
2.7	M - 4	Limo arenoso de color beige claro, húmedo, con estructura en bloques		
2.8				
2.9	M - 5	Arena cuarzosa de color amarillento, de compactación firme, húmeda		
3.0				
3.1				
3.2	M - 6	Arena		
3.3				



ALFREDO ZAGARRA TAMBO  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 58647

Av. Hablich 471 - 2º Piso - Urb. Ingeniería - S.M.P.

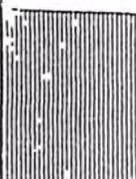
JUAN SARMIENTO SOTO  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. Colegio de Ingenieros N° 3057

Zegarra Tambo  
 Ingeniero Civil  
 P 58647

118 401-8507  
 402-5056

EXCAVACION DE EXPLORACION - CALICATA

PROYECTO : REMODELACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHA"  
 UBICACIÓN : AV. ALVA MAÚRTUA # 600 - CHINCHA - ICA  
 CALICATA N° : C - 4  
 FECHA : NOVIEMBRE 2005

Prof	Muestrin	Descripción	Simbolo	Clasificación
0.1	S/M	Relleno		R-1
0.2				
0.3				
0.4				
0.5				
0.6	M - 1	Arena mal graduada		
0.7				
0.8				
0.9				
1.0				
1.1	M - 2	Arena limosa		
1.2				
1.3				
1.4	M - 3	Arena mal graduada con limo		
1.5				
1.6				
1.7	M - 4	Arena arcillosa		
1.8				
1.9				
2.0	M - 5	Arena mal graduada con limo		
2.1				
2.2				
2.3	M - 6	Arena mal graduada con limo		
2.4				
2.5				
2.6				
2.7				
2.8	3			
2.9				
3.0				
3.1				
3.2				

ALFREDO ZEGARRA TAMBO  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 58647

JUAN SARMIENTO SOTO  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. Colegio de Ingenieros N° 3297

EXCAVACION DE EXPLORACION - CALICATA

PROYECTO : REMODELACION DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHA"  
 UBICACION : AV. ALVA MAURTUA # 600 - CHINCHA - ICA  
 CALICATA N° : C - 5  
 FECHA : NOVIEMBRE 2005

Prof.	Muestra	Descripcion	Simbolo	Clasificación
0.1	S/M	Relleno		R
0.2				
0.3				
0.4				
0.5				
0.6				
0.7				
0.8				
0.9				
1.0	M - 1	Arena limosa		
1.1	M - 2	Arena limosa		
1.2				
1.3				
1.4				
1.5	M - 3	Arena limosa		
1.6				
1.7				
1.8				
1.9				
2.0				
2.1	M - 4	Arena limosa		
2.2				
2.3				
2.4				
2.5				
2.6				
2.7				
2.8				
2.9				
3.0				
3.1	3			
3.2				



ALFREDO ZEGARRA TAMBO  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 58647

JUAN SARMIENTO SOTO  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. Colegio de Ingenieros N° 3057

**ANEXO II**

**RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO**



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA  
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA  
Departamento de Recursos de Agua y Tierra  
LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA Y SUELO, MEDIO AMBIENTE



Av. La Universidad s/n Tele fax: 349 5647 y 349 5669 - Anexo 226 - Cel.: 898 6020 Lima. E-mail: las-ia@lamolina.edu.pe

## ANALISIS DE SUELO SALES

SOLICITANTE : ING. ALFREDO ZEGARRA TAMBO  
PROYECTO : Remodelación Hospital San José de Chincha  
PROCEDENCIA : Av. Alva Maurtua # 600 - Chincha - Ica  
FECHA : La Molina, 24 de Noviembre del 2005

N° Lab:	N° Campo	Cl (ppm)	SO <sub>4</sub> (ppm)
7773	Muestra Representativa	154.00	95.52

Julio SANCHEZ SOTO  
INGENIERO CIVIL  
SOLICITANTE

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA Y SUELO  
LA MOLINA  
LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA Y SUELO  
LA MOLINA



458  
8

**LABORATORIO DE QUIMICA DE LA FIC**

**ANALISIS FISICO QUIMICOS**

**SOLICITANTE : ESCUELA PROFESIONAL-CURSO DE ACTUALIZACION DE  
CONOCIMIENTOS –CONSORCIO JUBEX**

**EXPEDIENTE : LBQ07-052**

**OBRA / PROYECTO: CONSTRUCCIÓN PABELLONES COLAPSADOS  
HOSPITAL “SAN JOSE- CHINCHA”**

**UBICACIÓN: CHINCHA ALTA-CHINCHA-PERU**

**TIPO DE MUESTRA: SUELO**

**ATENCIÓN: ESCUELA PROFESIONAL-FIC**

**RECEPCION DE MUESTRA:13-09-07**

<b>ANALISIS DE :</b>	<b>SULFATOS</b> NTP:339.178-2002 ppm	<b>CLORUROS</b> NTP:339.152-2002 ppm
<b>MUESTRA:</b>  SUELO	1 992	374

Lima 18 de Setiembre del 2007

  
RICARDO TERREROS LAZO  
JEFE DEL LABORATORIO QUÍMICO DE LA FIC

# art

Ingenieros  
Contratistas  
E.I.R.L.

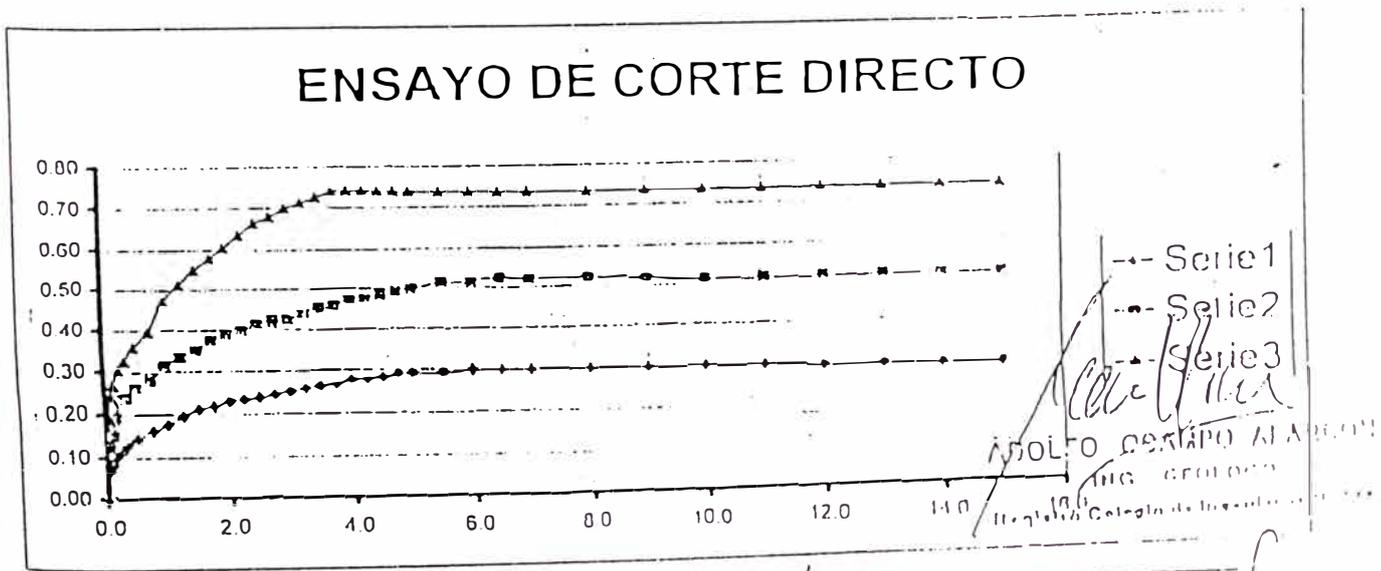
## LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

DISEÑO - FABRICACIÓN - INSTALACIONES - MANTENIMIENTO

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM 3080)

Solicitante: GOBIERNO REGIONAL ICA  
 Proyecto: REMODELACION DEL HOSPITAL "SAN JOSE DE CIENCIA"  
 Ubicación: AV. ALVA MAURTUA # 600 - CIENCIA - ICA  
 Fecha: NOVIEMBRE 2005  
 Área de Contacto: 26.2743  
 Constante Dial de carga: 0.451  
 Muestra: C-3, M-1  
 Tipo de suelo: SC  
 Prof: 130.2.00

DATOS DE LABORATORIO			CALCULOS		
Unidad	Unidad de Carga	Unidad de Esfuerzo de Corte	Unidad de Carga	Unidad de Esfuerzo de Corte	Unidad de Esfuerzo de Corte
	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00
0.05	4.50	1.00	0.20	3.47	0.12
0.10	5.50	2.20	10.00	4.28	0.15
0.15	6.50	2.71	12.40	5.37	0.19
0.25	7.50	3.10	15.20	6.03	0.23
0.35	8.50	3.01	15.40	6.72	0.24
0.50	9.50	4.00	16.00	7.35	0.20
0.75	10.50	4.51	18.00	7.82	0.20
1.00	11.40	4.92	20.00	8.79	0.31
1.25	12.65	5.40	21.20	9.34	0.33
1.50	13.60	5.91	22.20	9.70	0.35
1.75	14.05	6.11	23.80	10.51	0.37
2.00	14.70	6.40	24.70	10.91	0.39
2.25	15.00	6.54	25.30	11.18	0.40
2.50	15.30	6.67	26.40	11.00	0.41
2.75	15.70	6.80	26.00	11.09	0.42
3.00	16.10	7.04	27.20	12.04	0.43
3.25	16.50	7.22	28.00	12.40	0.44
3.50	16.80	7.35	28.00	12.75	0.45
3.75	17.10	7.49	29.20	12.94	0.45
4.00	17.70	7.70	33.00	13.30	0.47
4.25	17.80	7.90	30.20	13.39	0.47
4.50	18.00	7.99	30.00	13.55	0.48
4.75	18.50	8.12	31.20	13.85	0.49
5.00	18.60	8.10	31.60	14.03	0.50
5.25	18.60	8.16	32.50	14.43	0.51
5.50	19.00	8.34	32.80	14.57	0.52
5.75	19.05	8.37	33.20	14.75	0.52
6.00	19.10	8.39	33.00	14.80	0.52
6.25	19.10	8.39	33.00	14.88	0.52
6.50	19.10	8.39	33.00	14.80	0.52
6.75	19.00	8.34	32.50	14.43	0.51
7.00	19.00	8.34	32.50	14.43	0.51
7.25	19.00	8.34	32.50	14.43	0.51
7.50	18.60	8.10	32.50	14.43	0.51
7.75	18.60	8.10	32.50	14.43	0.51
8.00	18.50	8.12	32.50	14.43	0.51
8.25	18.50	8.12	32.60	14.43	0.51
8.50	18.50	8.12	32.60	14.43	0.51



Oficina : Calle Rio Moche 164 - Pueblo Libre  
 Laboratorio : Jr. Pedro Remy 198 - Urb. Ingenieria - S.M.P.

Oficina Telefax: 431 0500  
 Laboratorio: 402 9050

JUAN SARMIENTO SOTO  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. Colegio de Ingenieros N° 3067



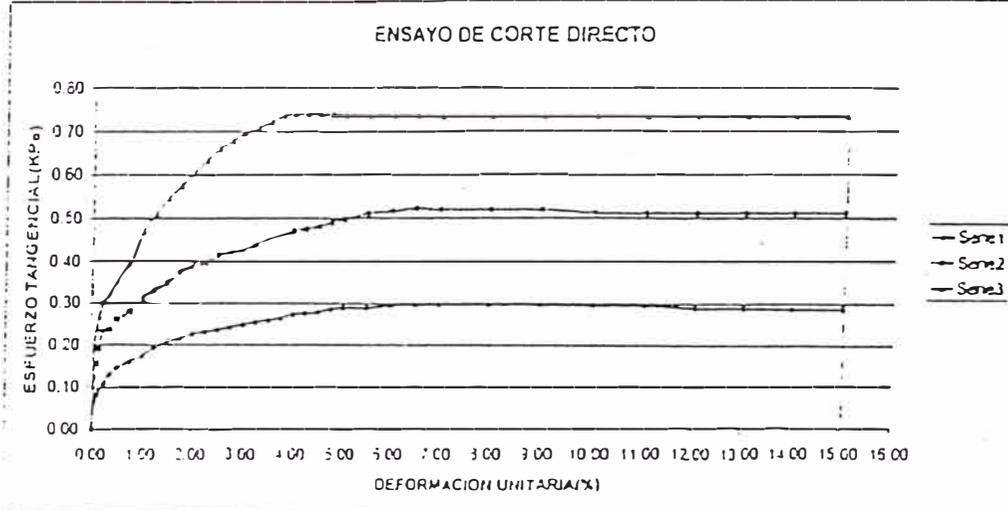
Contratistas  
E.I.R.L.

MECÁNICA DE SUELOS

DISEÑO - FABRICACIÓN - INSTALACIONES - MANTENIMIENTO - ESTUDIOS

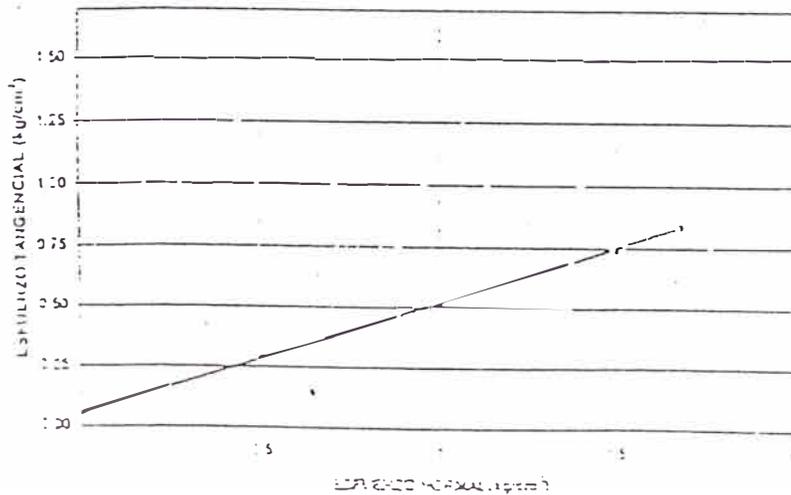
REMEDIACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSE DE CHINCHA"  
AV. ALVA MAURTUA # 600 - CHINCHA - ICA

ESFUERZO NORMAL (KPa)	ESFUERZO TANGENCIAL (KPa)				
	1	2	3	4	5
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75
3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25
3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25
4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
4.75	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75
5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
5.25	5.25	5.25	5.25	5.25	5.25
5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75
6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50
6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25
7.50	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
7.75	7.75	7.75	7.75	7.75	7.75
8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25
8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50
8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75
9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
9.25	9.25	9.25	9.25	9.25	9.25
9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50
9.75	9.75	9.75	9.75	9.75	9.75
10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25
10.50	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
10.75	10.75	10.75	10.75	10.75	10.75
11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
11.25	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25
11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50
11.75	11.75	11.75	11.75	11.75	11.75
12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
12.25	12.25	12.25	12.25	12.25	12.25
12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
12.75	12.75	12.75	12.75	12.75	12.75
13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
13.25	13.25	13.25	13.25	13.25	13.25
13.50	13.50	13.50	13.50	13.50	13.50
13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50
14.75	14.75	14.75	14.75	14.75	14.75
15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00



11	23	129	1.4
12	7	151	2.0
13	1	171	2.7

ENSAYO DE CORTE DIRECTO



$\phi = 25.0$

$C = 0.05$

*Alfonso Alarcón*  
ALFONSO ALCARÓN  
ING. GEOLÓGICO  
Registro Colegio de Ingenieros N° 344

JUAN SARMIENTO SOTO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 3057

**RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

PROYECTO : REMODELACION DEL HOSPITAL "SAN JOSE DE CHINCHA"

UBICACION : AV. ALVA MAURTUA # 600 - CHINCHA - ICA

CALICATA	-	-	C-2	C-2	C-2	C-2	C-2	C-3	C-3	C-3	C-3	C-3	C-3
MUESTRA	-	-	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-5
PROFUNDIDAD	-	-	0.60-2.00	2.00-2.20	2.35-2.50	2.50-2.85	2.35-3.00	1.30-2.00	2.00-2.35	2.35-2.60	2.60-2.80	2.08-3.00	3.00-3.40
CLASIFICACION	-	-	SM	SM	SM	SP-Sm	SM	SC	SC	SM	SC-SM	SM	SP

Datos de Humedad

Wmuestra	-	-	5.04	5.59	6.84	2.56	4.61	3.56	6.35	1.64	2.54	6.59	1.32
Wnatural	-	-	6.12	10.84	15.97	2.56	-	3.48	10.29	-	2.32	-	-

Datos de Densidades I

γt	-	-	1.77	1.85	1.63	1.52	-	1.92	1.47	-	1.55	-	-
γd	-	-	1.66	1.67	1.40	1.58	-	1.77	1.34	-	1.52	-	-

Datos de Límites

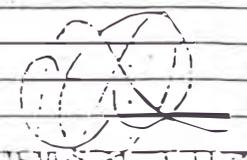
LL	-	-	21.38	-	18.02	-	17.57	21.74	22.52	-	19.53	14.45	-
LP	-	-	19.80	-	N.T.	-	N.T.	13.06	14.16	-	13.24	N.T.	-
IP	-	-	1.58	-	N.P.	-	N.P.	3.68	3.16	-	5.29	N.P.	-

G	G	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.17	0.00	
	F	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.17	13.17
A	G	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.99
	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.20
	F	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.65
F		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.78

0 0 0 0 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100

010																													
010																													
010																													

REG. Colegio de Ingenieros N° 3057  
**JUAN SARRIENTO SOTO**  
 INGENIERO CIVIL



AL SEÑOR DIRECTOR DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CHINCHA

1/11/2015

# Laboratorio Geotecnico

## LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : REMODELACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHA"  
 OBRA : CONSTRUCCIÓN  
 UBICACIÓN : AV. ALVA MARTUA # 600 - CHINCHA - ICA  
 MEDIO POR : MACRÍAO

FECHA: NOVIEMBRE 2005

### CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2210

#### MUESTRAS

CALICATA		C - 1	C - 1	C - 2	C - 2
MUESTRA N°		M - 1	M - 2	M - 1	M - 2
PROFUNDIDAD (m)		0.50-0.90	0.90-3.00	0.60-2.00	2.00-2.50
FRASCO No		29	45	1n	56
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	162.42	102.31	113.78	104.78
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	160.82	96.78	108.60	99.53
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	1.60	5.53	5.18	5.25
4. Peso de recipiente	grs	5.41	5.83	5.90	5.86
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	155.41	90.95	102.70	93.67
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	1.03	6.08	5.04	5.59

#### MUESTRAS

CALICATA		C - 2	C - 2	C - 3	C - 3
MUESTRA N°		M - 3	M - 4	M - 1	M - 2
PROFUNDIDAD (m)		2.35-2.50	2.50-2.85	1.30-2.00	2.00-2.35
FRASCO No		17	91	92	98
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	102.09	110.76	103.85	107.66
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	95.92	107.74	96.11	101.60
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	6.17	3.02	7.74	6.06
4. Peso de recipiente	grs	5.78	5.70	5.65	6.19
5. Peso de suelo s.	(2) - (4) grs	90.14	102.04	90.45	95.41
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	6.84	2.96	8.56	6.35

#### MUESTRAS

CALICATA		C - 3	C - 3	C - 3	C - 3
MUESTRA N°		M - 3	M - 4	M - 5	M - 6
PROFUNDIDAD (m)		2.35-2.60	2.60-2.80	2.80-3.00	3.00-3.40
FRASCO No		36	11	76	39
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	136.64	129.10	117.06	122.51
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	134.53	126.04	110.16	120.99
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	2.11	3.06	6.90	1.52
4. Peso de recipiente	grs	5.75	5.74	5.47	5.75
5. Peso de suelo s.	(2) - (4) grs	128.78	120.30	104.69	115.24
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	1.64	2.54	6.59	1.32

Av. Habich 471 - 2° Piso - Urb. Ingeniería - Lima 31

tlf. 481-6597 482-9856

ALFREDO ZEGARRA TAMAYO

INGENIERO CIVIL  
EIR. 10000

JUAN SARRIENTO SOTO  
INGENIERO CIVIL

# Laboratorio Geotecnico

## LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : REMODELACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHA"  
 OBRA : CONSTRUCCIÓN  
 UBICACIÓN : AV. ALVA MAURtua # 600 - CHINCHA - ICA  
 HECHO POR : MACR/AO

FECHA: NOVIEMBRE 2005

### CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216

#### MUESTRAS

CALICATA	C - 4	C - 4	C - 1	C - 4
MUESTRA N°	M - 1	M - 2	M - 2	M - 4
PROFUNDIDAD (m)	0.50-1.30	1.30-1.45	1.45-1.70	1.70-1.85
FRASCO No	52	28	46	33
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs 153.61	127.44	119.14	116.92
2. Peso recipiente + suelo seco	grs 152.80	123.95	117.33	109.06
3. Peso de agua	(1) - (2) grs 0.81	3.48	0.81	7.86
4. Peso de recipiente	grs 5.39	5.87	5.77	5.61
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs 147.41	118.09	111.56	103.45
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 % 0.55	2.95	0.73	7.60

#### MUESTRAS

CALICATA	C - 4	C - 4		C - 2
MUESTRA N°	M - 5	M - 6		M - 5
PROFUNDIDAD (m)	1.85-2.10	2.10-3.00		2.85-3.00
FRASCO No	8	50		07
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs 130.48	136.18		114.24
2. Peso recipiente + suelo seco	grs 128.75	132.07		109.46
3. Peso de agua	(1) - (2) grs 1.73	3.31		4.78
4. Peso de recipiente	grs 5.63	5.95		5.75
5. Peso de suelo s.	(2) - (4) grs 123.12	126.92		103.71
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 % 1.41	2.61		4.61

#### MUESTRAS

CALICATA	C - 5	C - 5	C - 5	C - 5
MUESTRA N°	M - 1	M - 2	M - 3	M - 4
PROFUNDIDAD (m)	0.80-1.20	1.20-1.45	1.45-2.00	2.00-3.00
FRASCO No	69	48	81	14
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs 126.95	115.98	118.90	126.7
2. Peso recipiente + suelo seco	grs 122.03	102.96	108.12	116.39
3. Peso de agua	(1) - (2) grs 4.92	13.02	10.68	9.86
4. Peso de recipiente	grs 5.72	5.82	6.17	5.45
5. Peso de suelo s.	(2) - (4) grs 116.31	97.14	101.95	110.94
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 % 4.23	13.40	10.68	8.89

Av. Habich 471 - 2° Piso - Urb. Ingeniería - Lima 31

tlf. 481-6597 482-9856

JUAN SARMIENTO SOTO  
 INGENIERO CIVIL

Reg. Colegio de Ingenieros N° 3657

ALFREDO ZUKARNA  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. 8841

**ANEXO III**

**UBICACIÓN DE CALICATAS Y  
COLUMNAS ESTRATIGRÁFICAS**

COLUMNAS ESTRATIGRÁFICAS

PROYECTO :  
UBICACIÓN :  
FECHA :

REMODELACIÓN DEL HOSPITAL "SAN JOSÉ DE CHINCHA"  
AV. ALVA MAURTUA # 600 - CHINCHA - ICA  
NOVIEMBRE 2005

Prof.	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
0.1					
0.2					
0.3	Re	Re		Re	
0.4					Re
0.5					
0.6					
0.7	SC		Re		
0.8					
0.9				SP	
1					SM
1.1					
1.2					
1.3		SM			
1.4				SM	
1.5					SM
1.6					
1.7			SC	SP-SM	
1.8					
1.9				SC	SM
2					
2.1	SC	SM		SP-SM	
2.2					
2.3			SC		
2.4		LENTE			
2.5		SM	SM		
2.6					
2.7		SP-SM	SC-SM	SP-SM	SM
2.8					
2.9			SM		
3					
3.1		SM	SP		
3.2					

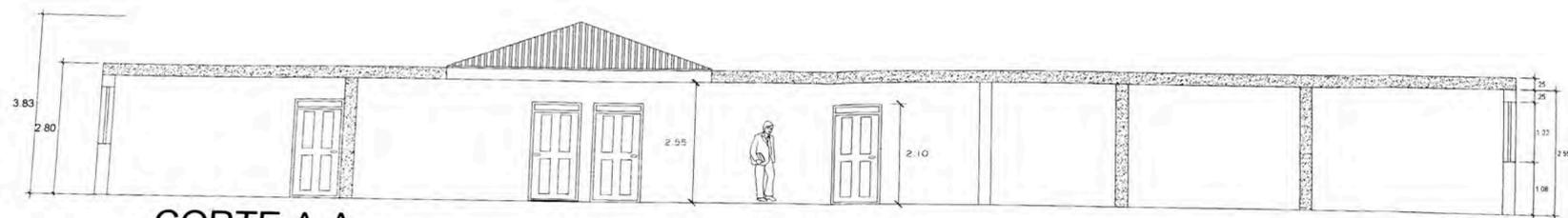
  
ALFREDO ZAGARRA TAMBO  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 59647

Av. Habich 471 - 2° Piso - Urb. Ingeniería - S.M.P.

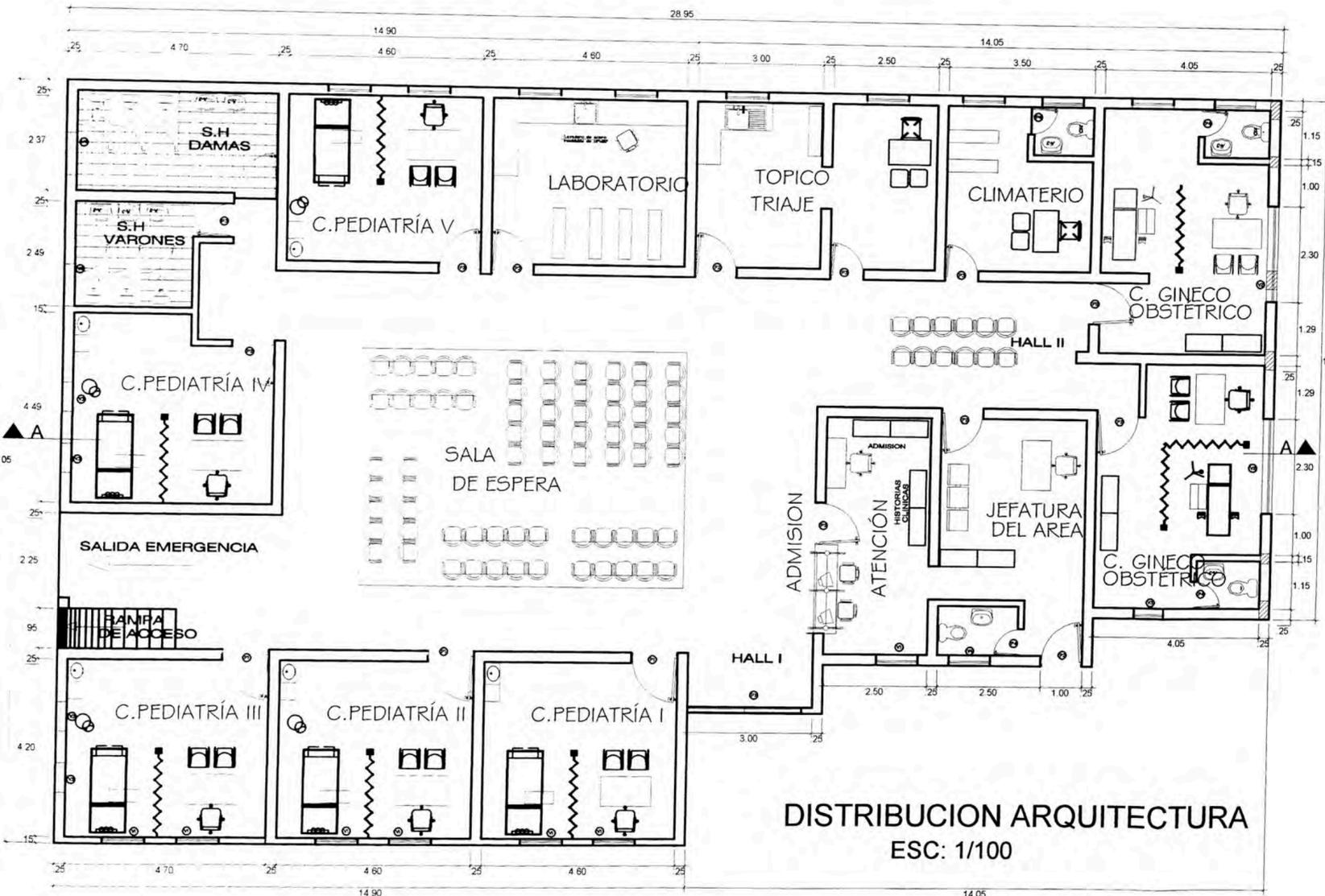
JUAN SARMIENTO SOTO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. Coleg. de Ingenieros N° 3057

## **ANEXO 3**

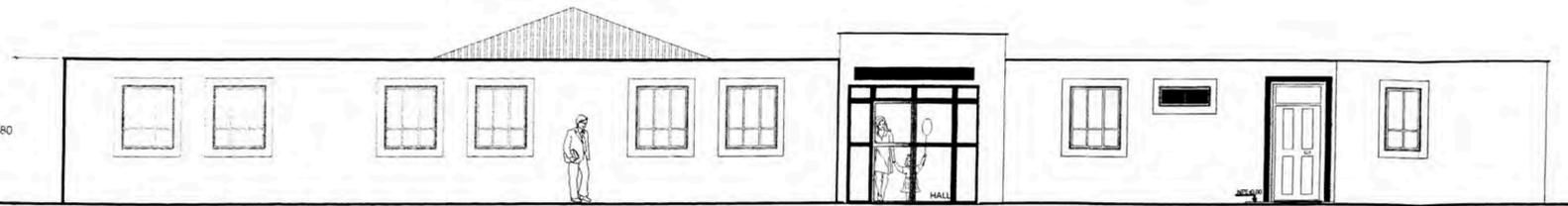
## **PLANOS**



**CORTE A-A**  
ESC: 1/100



**DISTRIBUCION ARQUITECTURA**  
ESC: 1/100

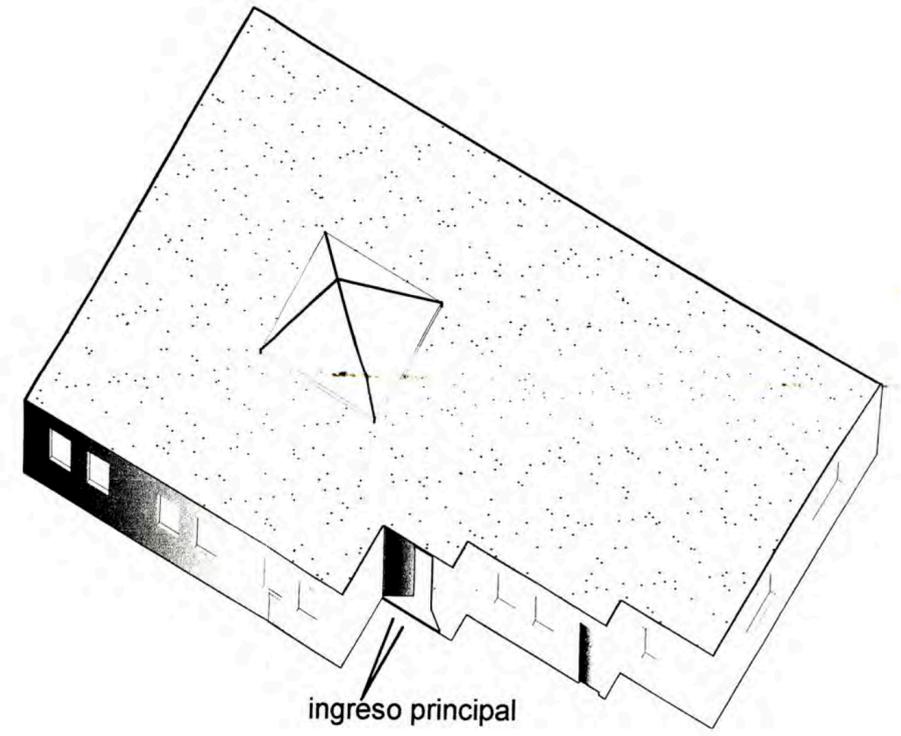


**ELEVACION PRINCIPAL**  
ESC: 1/100

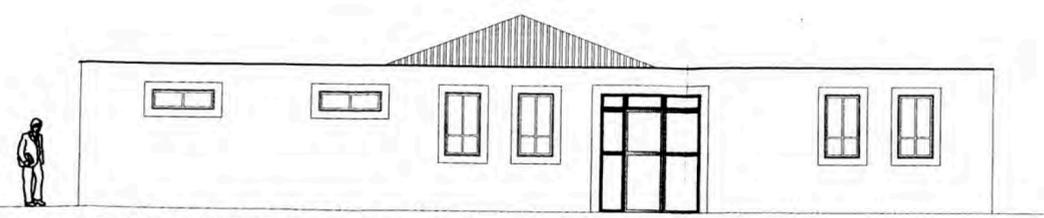
DESCRIPCION	AREA
C. GINECO OBSTETRICO	28.81
CLIMATERIO	19.80
LABORATORIO	29.41
TOPICO TRIAJE	18.11
LABORATORIO IV	17.11
LABORATORIO V	17.11
LABORATORIO III	17.11
LABORATORIO II	17.11
LABORATORIO I	17.11
SALA DE ESPERA	17.11
ADMISION	17.11
ATENCION	17.11
JEFATURA DEL AREA	17.11
HALL I	17.11
HALL II	17.11
S.H. DAMAS	17.11
S.H. VARONES	17.11
TOTAL	17.11

CUADRO DE VANOS PUERTAS			
ANCHO	ALTO	TIPO	
P1	1.10	2.40	APNEIADA Y LACIADA
P2	1.00	2.10	CONTRAPLACADA
P3	0.80	2.10	CONTRAPLACADA
P4	0.65	2.10	CONTRAPLACADA
P5	2.30	2.50	APNEIADA Y LACIADA

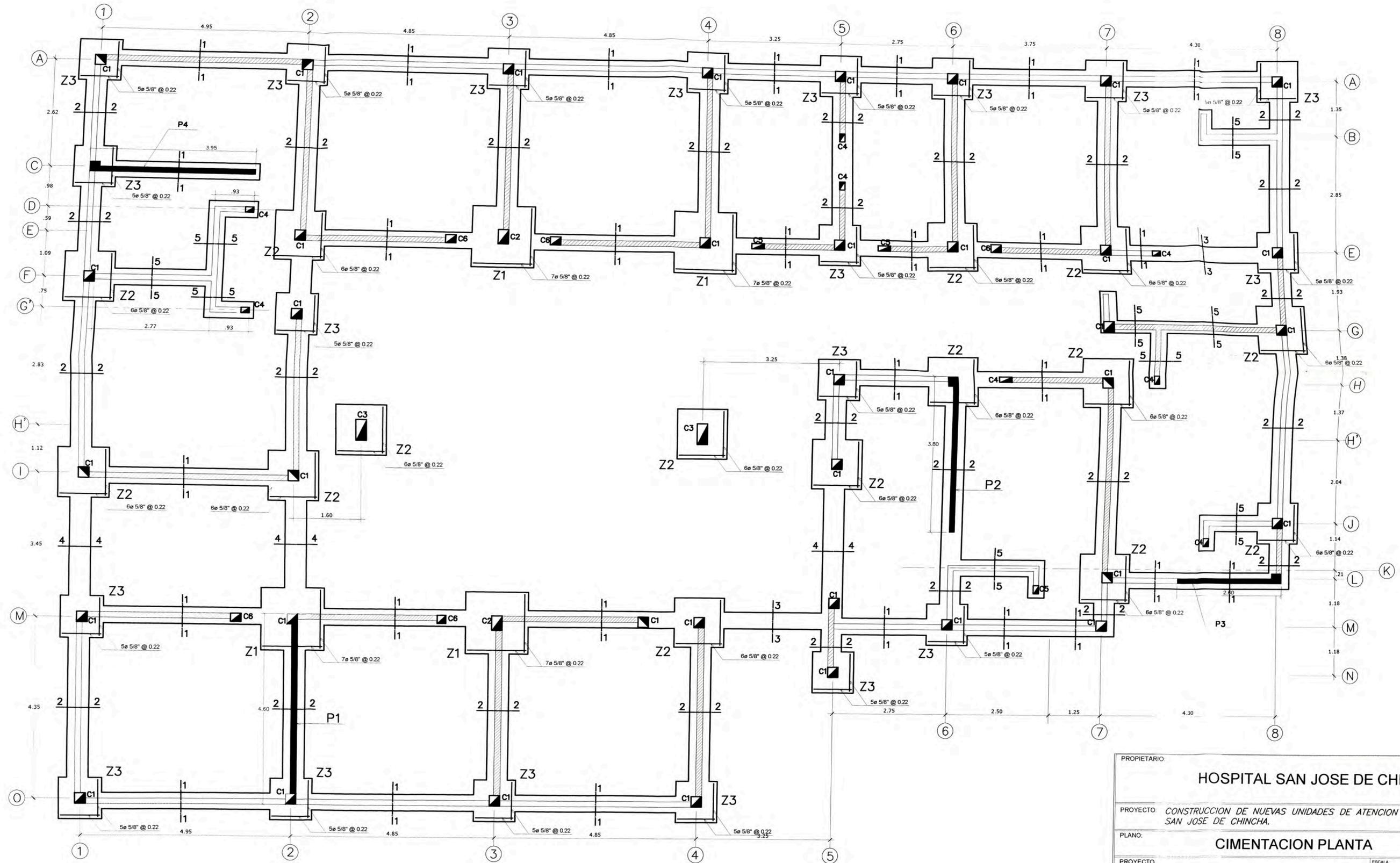
CUADRO DE VANOS VENTANAS				
ANCHO	AL TUBO	ALFEIZAR	TIPO	
V1	1.10	1.22	1.00	madera vidrio
V2	2.30	1.20	1.00	madera vidrio
V3	0.70	1.22	1.00	madera vidrio
V4	1.10	0.45	1.90	madera vidrio
V5	1.00	1.30	1.20	madera vidrio



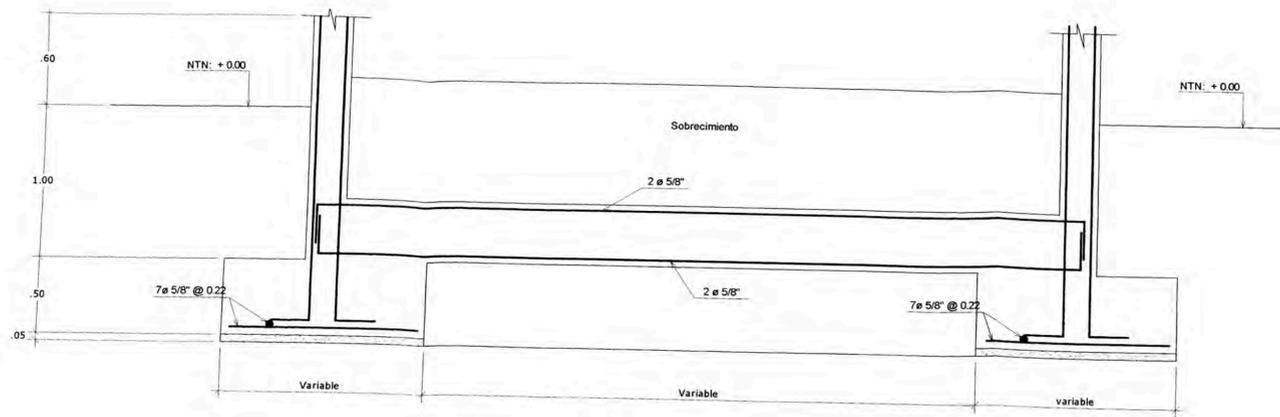
**ISOMETRIA**



**ELEVACION LATERAL**  
ESC: 1/100

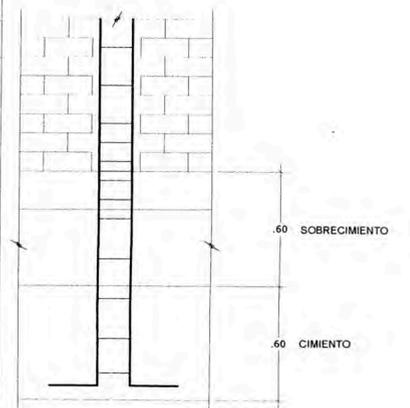


PROPIETARIO:		
<b>HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA</b>		
PROYECTO: CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.		
PLANO:		
<b>CIMENTACION PLANTA</b>		
PROYECTO	ESCALA:	LAMINA:
Provincia de Chincha, Departamento de Ica	1/50	E-01
RESPONSABLE:	DISEÑO Y DIBUJO:	FECHA:
CONSORCIO JUBEX	ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ	DICIEMBRE 2007

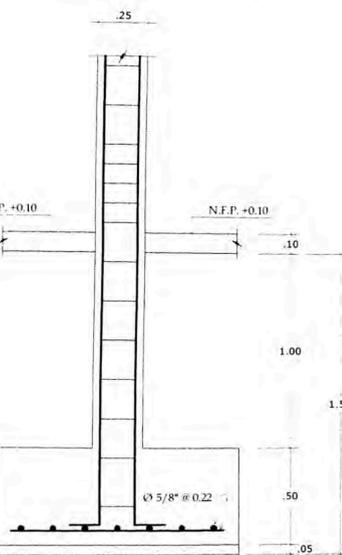
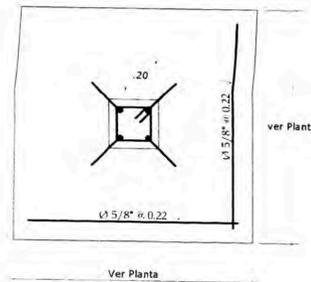


**CORTE TÍPICO VIGA DE CIMENTACION**  
ESC: 1/20

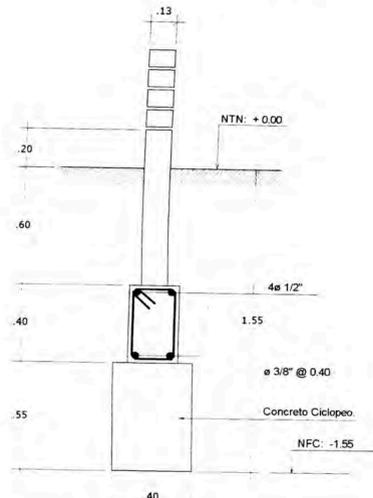
CUADRO DE COLUMNAS						
TIPO	C1	C2	C3	C4	C5	C6
DIMENSION	0.25 X 0.25	0.25 X 0.35	0.25 X 0.50	0.13 X 0.20	0.13 X 0.30	0.20 X 0.25
ACERO	6 ø1/2"	4ø1/2" + 2ø5/8"	4ø1/2" + 4ø5/8"	2ø1/2"	4ø3/8"	4ø1/2"
ESTRIBOS	3/8": 1@5, 4@10, R20	3/8": 1@5, 4@10, R20	3/8": 1@5, 5@10, R20	1/4": 9@5, R20	1/4": 1@5, 9@5, R20	1/4": 1@5, 9@5, R20
SECCION						



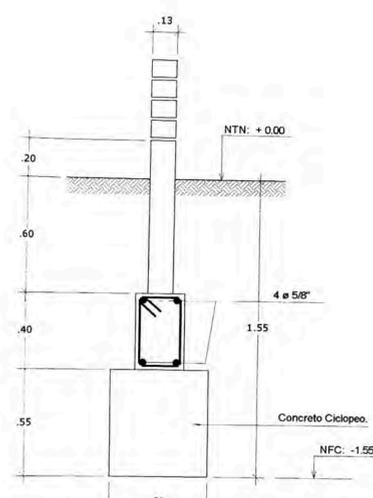
**ANCLAJE DE COLUMNAS EN CIMENTO CORRIDO**  
ESC: 1/20



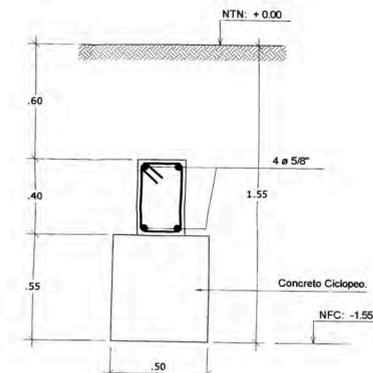
**CORTE TÍPICO DE ZAPATA**  
ESC: 1/20



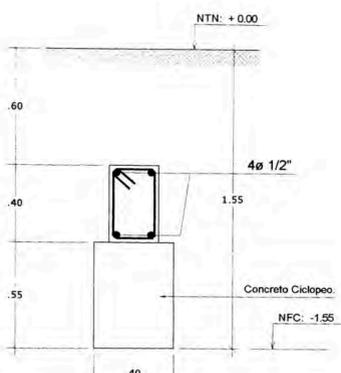
**CORTE 1-1**  
ESC: 1/20



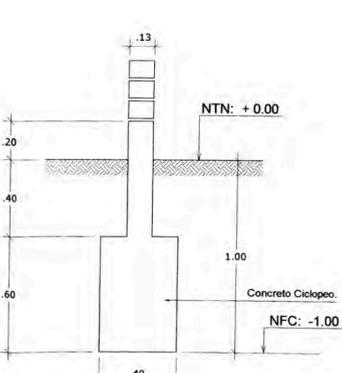
**CORTE 2-2**  
ESC: 1/20



**CORTE 4-4**  
ESC: 1/20



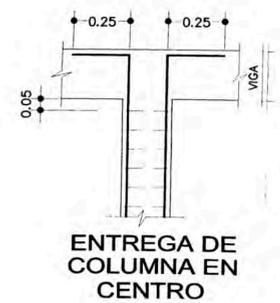
**CORTE 3-3**  
ESC: 1/20



**CORTE 5-5**  
ESC: 1/20



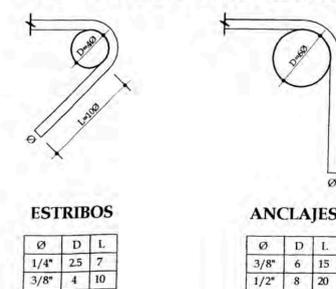
**ENTREGA DE COLUMNA EN ESQUINA**



**ENTREGA DE COLUMNA EN CENTRO**

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
- SUELO:	Capacidad Portante del Suelo $f_t = 1 \text{ Kg/cm}^2$
- CONCRETO:	a) CICLOPEO: Cimientos: 1:10 + 30% P.G. (Tamaño máximo = 6") Sobrecimientos: 1:8 + 25% P.M. (Tamaño máximo = 4") b) ARMADO: Zapala y Viga de Cimentación: $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ Resto de Elementos Estructurales: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO:	Grado 60, Esfuerzo de Fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (NORMA ASTM)
- ALBAÑILERIA:	Unidad de Albañilería, ladrillo Tipo IV, $f_b = 130 \text{ Kg/cm}^2$ Mortero P1-C Cemento, Arena, Cal 1:1:4 Resistencia de Albañilería $f_m = 55 \text{ Kg/cm}^2$ Juntas de Mortero = 1.5 cm. (Horizontal y Vertical) NOTA: Los ladrillos serán macizos, con 25% de área máxima correspondiente a los alveolos.
- RECUBRIMIENTOS:	ZAPATAS: 5 cm. VIGAS Y COLUMNAS: 4 cm. VIGAS CHATAS: 2 cm. COLUMNAS DE CONFINAMIENTO: 2.5 cm. LOSA ALIGERADA: 2.5 cm.
- NORMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:	NORMAS DE CARGAS N.T.E. E-020 SISMO RESISTENTE N.T.E. E-030 SUELOS Y CIMENTACIONES N.T.E. E-050 CONCRETO ARMADO N.T.E. E-060 ALBAÑILERIA N.T.E. E-070

**GANCHOS ESTANDAR**



ESTRIBOS			
Ø	D	L	
1/4"	25	7	
3/8"	4	10	

ANCLAJES			
Ø	D	L	
3/8"	6	15	
1/2"	8	20	

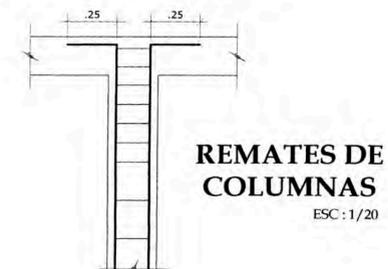
En la dirección X-X

Piso	$\Delta$ abs. cm	$\Delta$ rel. cm	hi cm	$\Delta$ rel./hi	$\Delta$ rel./hi x (3/4)R	Verific. por desplaz.
1	0.140814	0.140814	280	0.0005	0.00226	< 0.005
Base	0					OK

En la dirección Y-Y

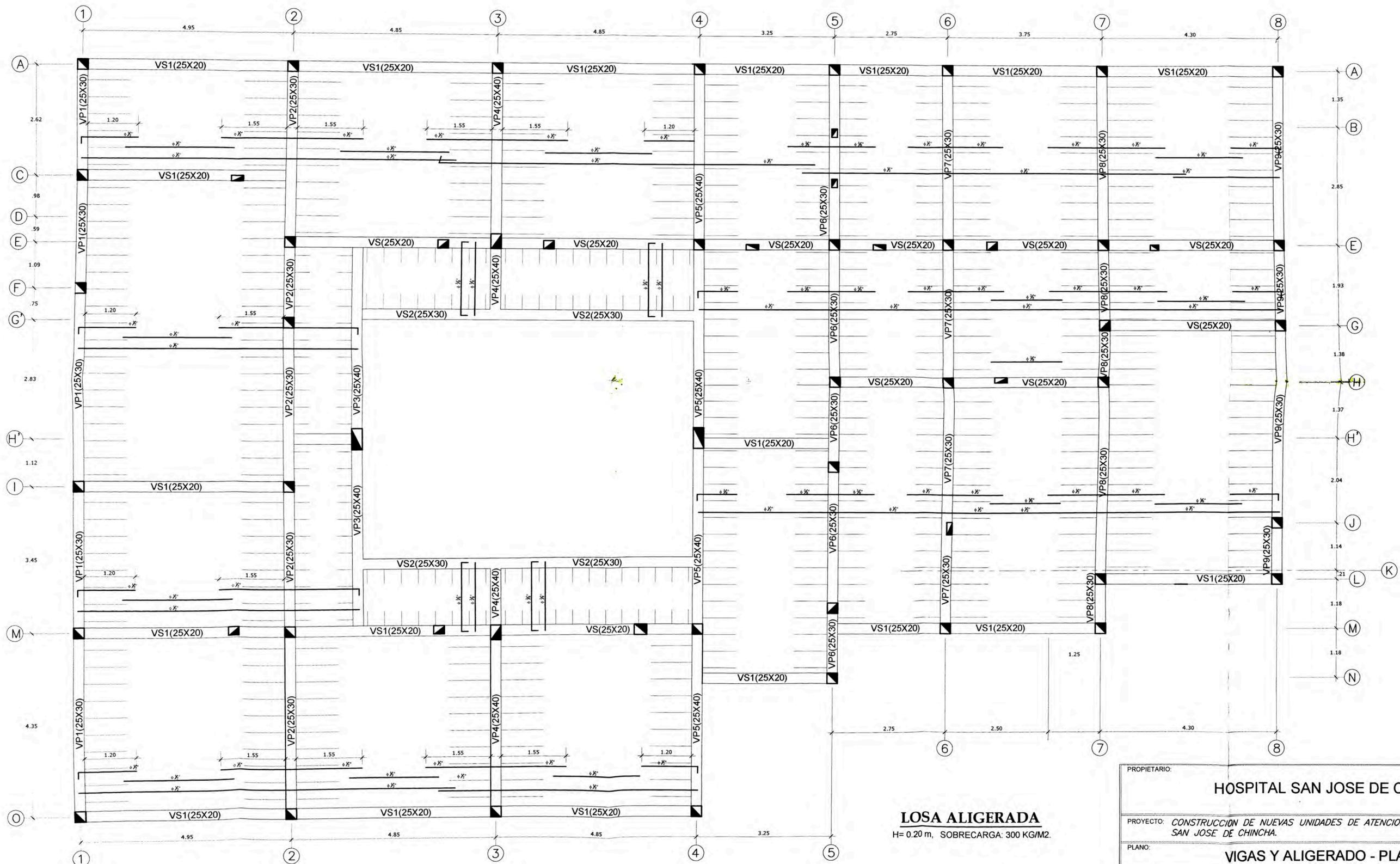
Piso	$\Delta$ abs. cm	$\Delta$ rel. cm	hi cm	$\Delta$ rel./hi	$\Delta$ rel./hi x (3/4)R	Verific. por desplaz.
1	0.196837	0.196837	280	0.00070	0.00316	< 0.005
Base	0					OK

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE	
DIRECCION X-X:	ALBAÑILERIA
DIRECCION Y-Y:	ALBAÑILERIA
PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA	
V=	ZUCS · P · R
DONDE:	
V=	FUERZA CORTANTE TOTAL EN LA BASE
Z=	FACTOR DE ZONA= 0.40
U=	FACTOR DE USO = 1.50
S=	FACTOR DEL SUELO = 1.20
C=	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA
R=	3
RY=	3



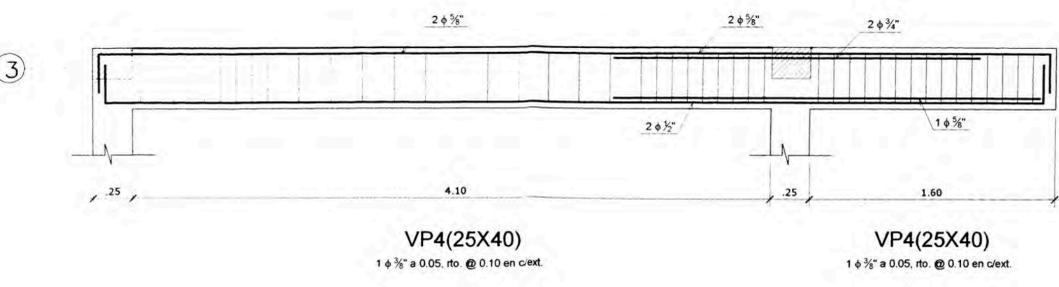
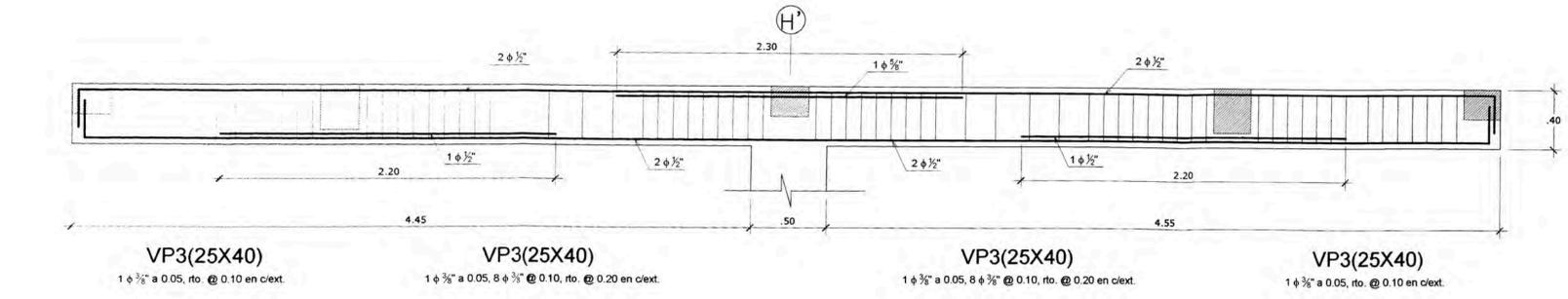
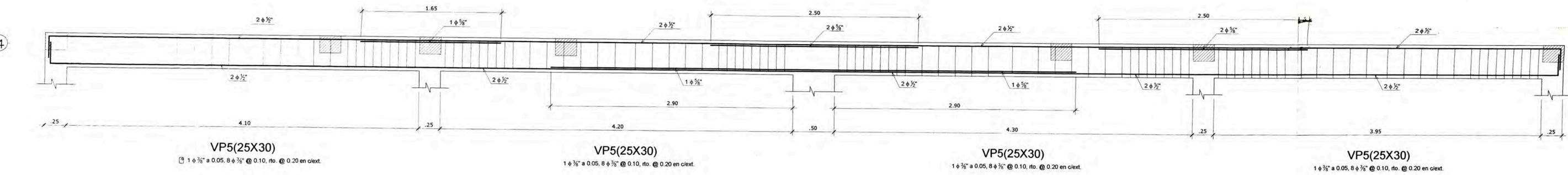
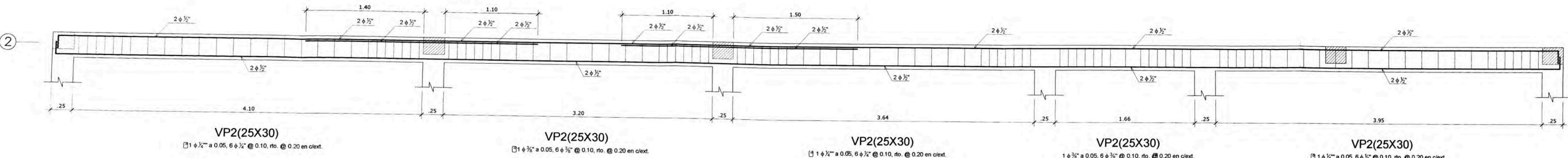
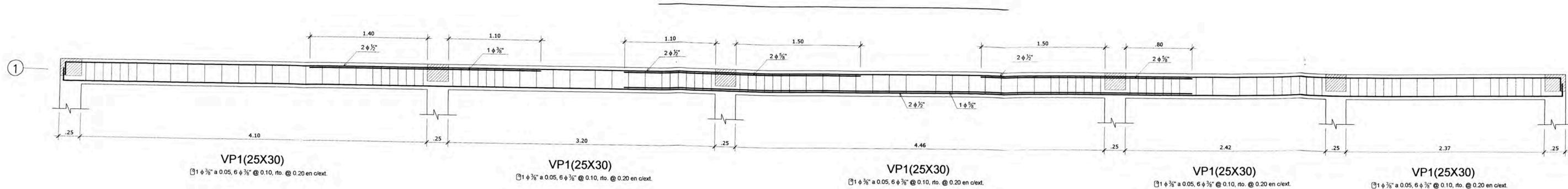
**REMATES DE COLUMNAS**  
ESC: 1/20

PROPIETARIO:			HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA		
PROYECTO: CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.					
PLANO:					
CIMENTACION - CORTES Y DETALLES					
PROYECTO	Provincia de Chincha, Departamento de Ica			ESCALA:	LAMINA:
RESPONSABLE:	CONSORCIO JUBEX			INDICADA	E-02
DISEÑO Y DIBUJO:		ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ		FECHA:	DICIEMBRE 2007

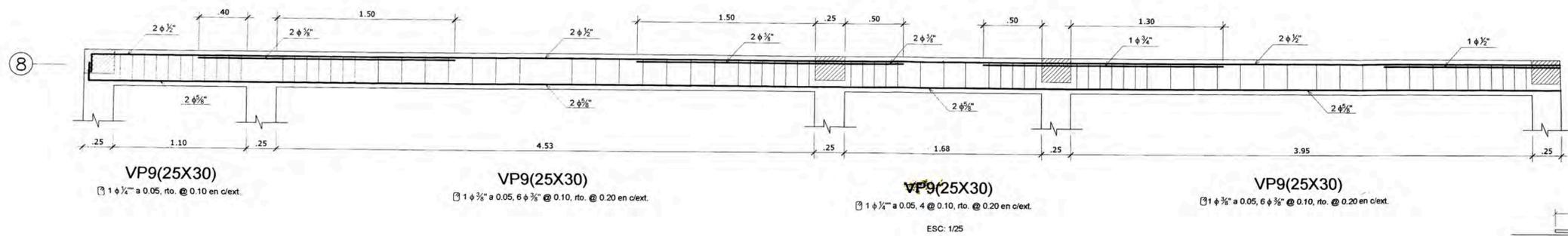
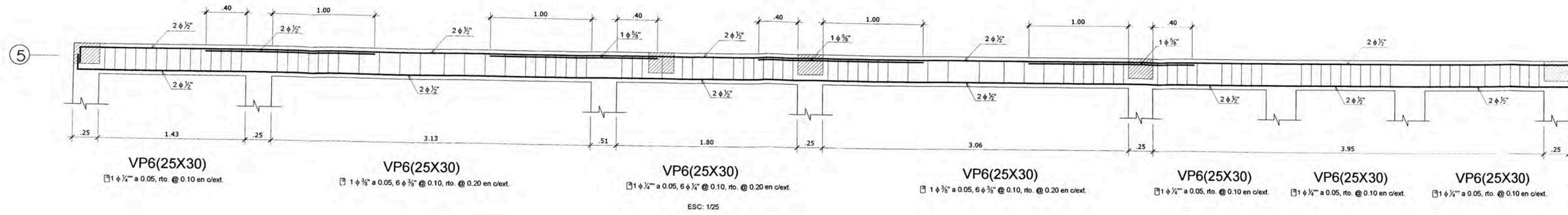


**LOSA ALIGERADA**  
 H= 0.20 m, SOBRECARGA: 300 KG/M2.

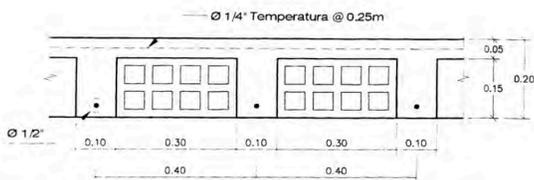
PROPIETARIO:			
<b>HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA</b>			
PROYECTO: CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.			
PLANO:			
<b>VIGAS Y ALIGERADO - PLANTA</b>			
PROYECTO	Provincia de Chincha, Departamento de Ica	ESCALA:	LAMINA:
RESPONSABLE:	CONSORCIO JUBEX	DISEÑO Y DIBUJO:	ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ
		FECHA:	DICIEMBRE 2007
			<b>E-03</b>



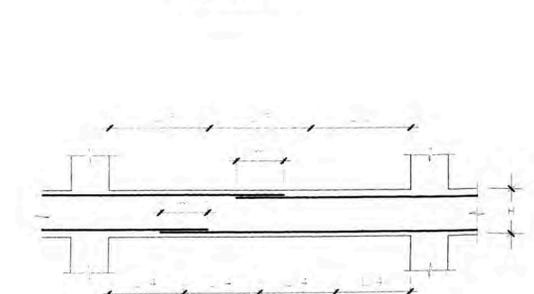
PROPIETARIO:		
<b>HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA</b>		
PROYECTO: <i>CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.</i>		
PLANO: <b>DETALLES DE VIGAS</b>		
PROYECTO <i>Provincia de Chincha, Departamento de Ica</i>	ESCALA <b>1/25</b>	LAMINA:
RESPONSABLE: <b>CONSORCIO JUBEX</b>	DISEÑO Y DIBUJO: <b>ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ</b>	FECHA: <b>DICIEMBRE 2007</b>
		<b>E-04</b>



CUADRO DE VIGAS			
TIPO	VS1	VP7	VP8
DIMENSION	0.25 X 0.20	0.25 X 0.30	0.25 X 0.30
ACERO	4 $\phi 1/2''$	2 $\phi 5/8''$ + 2 $\phi 1/2''$	4 $\phi 1/2''$
ESTRIBOS	3/8": 1@5, 4@10, R20	3/8": 1@5, 6@10, R20	3/8": 1@5, 6@10, R20
SECCION			

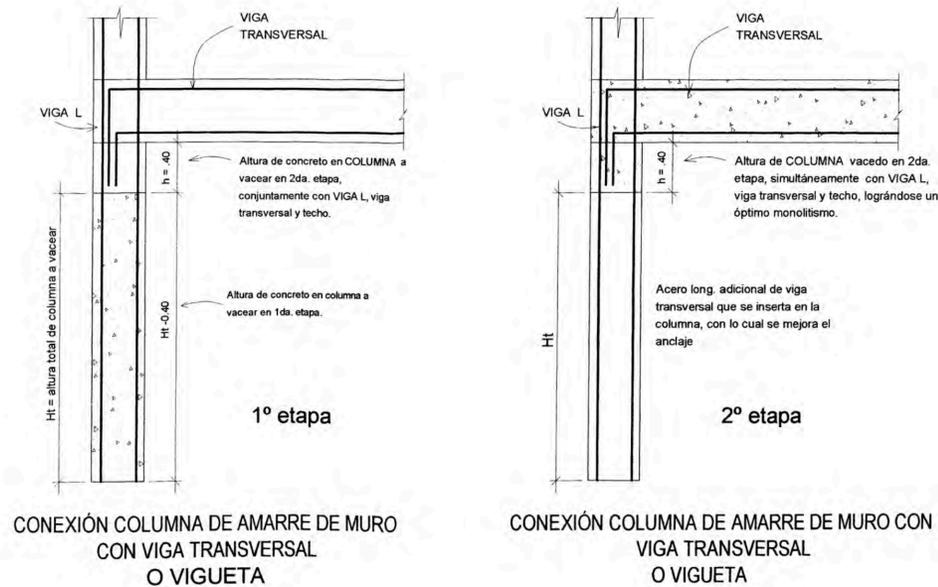


DETALLE DE ALIGERADO (h=0.20m)

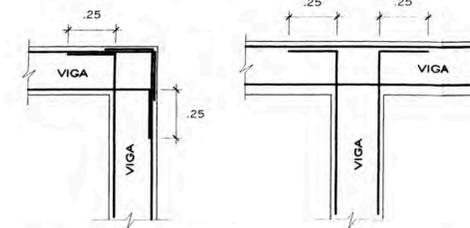


VALORES DE REFUERZO INFERIOR	DE REFUERZO SUPERIOR		
	h CUALQUIERA	h MENOR DE 0.30	h MAYOR DE 0.30
3/8"	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.30

NOTA:  
 A- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.  
 B- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
 C- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm. PARA  $\phi 3/8''$  Y  $3/4''$ . PARA  $\phi 1/2''$  Y  $5/8''$ .



EMPALME HORIZONTAL (En Vigas y Losas)



Ø	X
1/4"	0.30
3/8"	0.40
1/2"	0.50
5/8"	0.60
3/4"	0.75

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS	
Ø	L(m)
3/8"	.15
1/2"	.20
5/8"	.25
3/4"	.30

NOTA:  
 EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS, LOSA DE CIMENTACIÓN, COLUMNAS Y VIGAS, DEBERÁN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARÁN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

PROPIETARIO: HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA

PROYECTO: CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.

PLANO: VIGAS - DETALLES CONSTRUCTIVOS

PROYECTO: Provincia de Chincha, Departamento de Ica

RESPONSABLE: CONSORCIO JUBEX

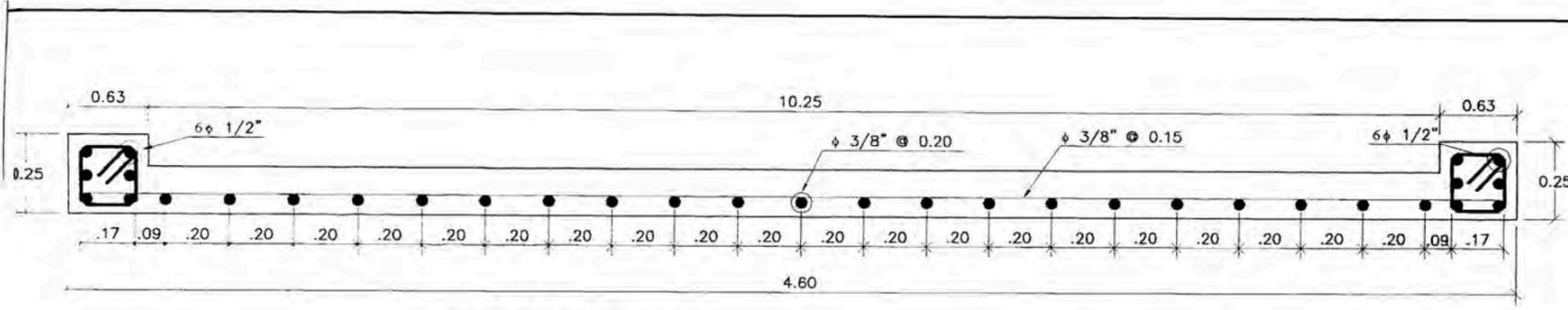
ESCALA: INDICADA

DISEÑO Y DIBUJO: ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ

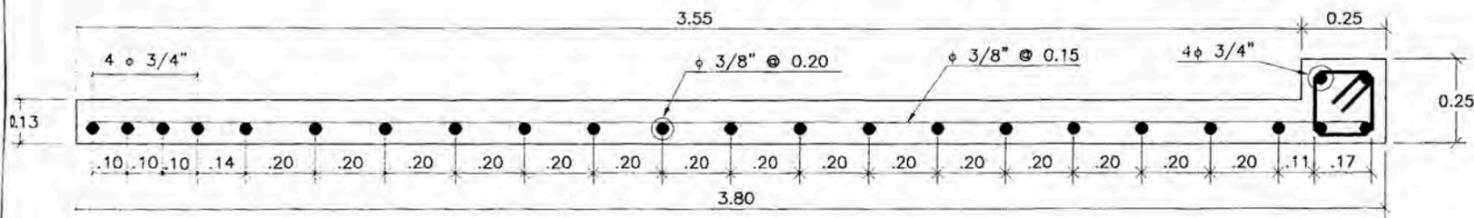
FECHA: DICIEMBRE 2007

LAMINA: E-05

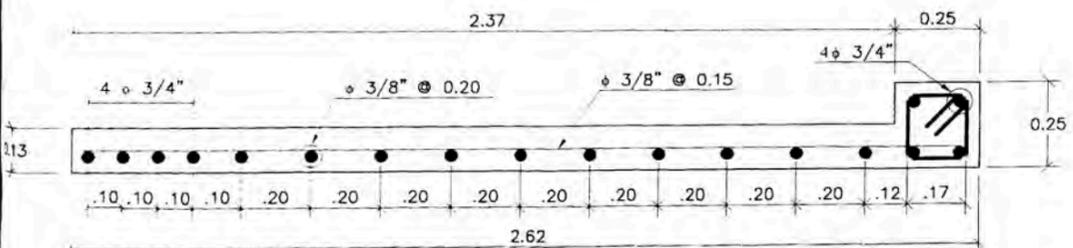
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS LOSAS Y ALIGERADOS



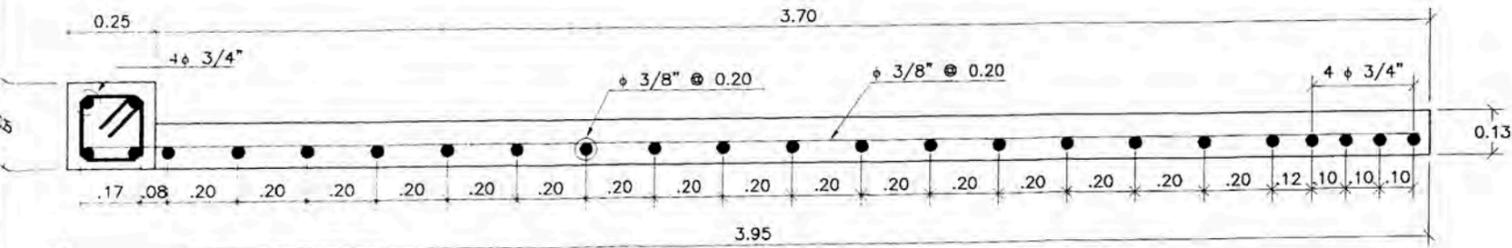
**PLACA P1**  
ESC: 1/20



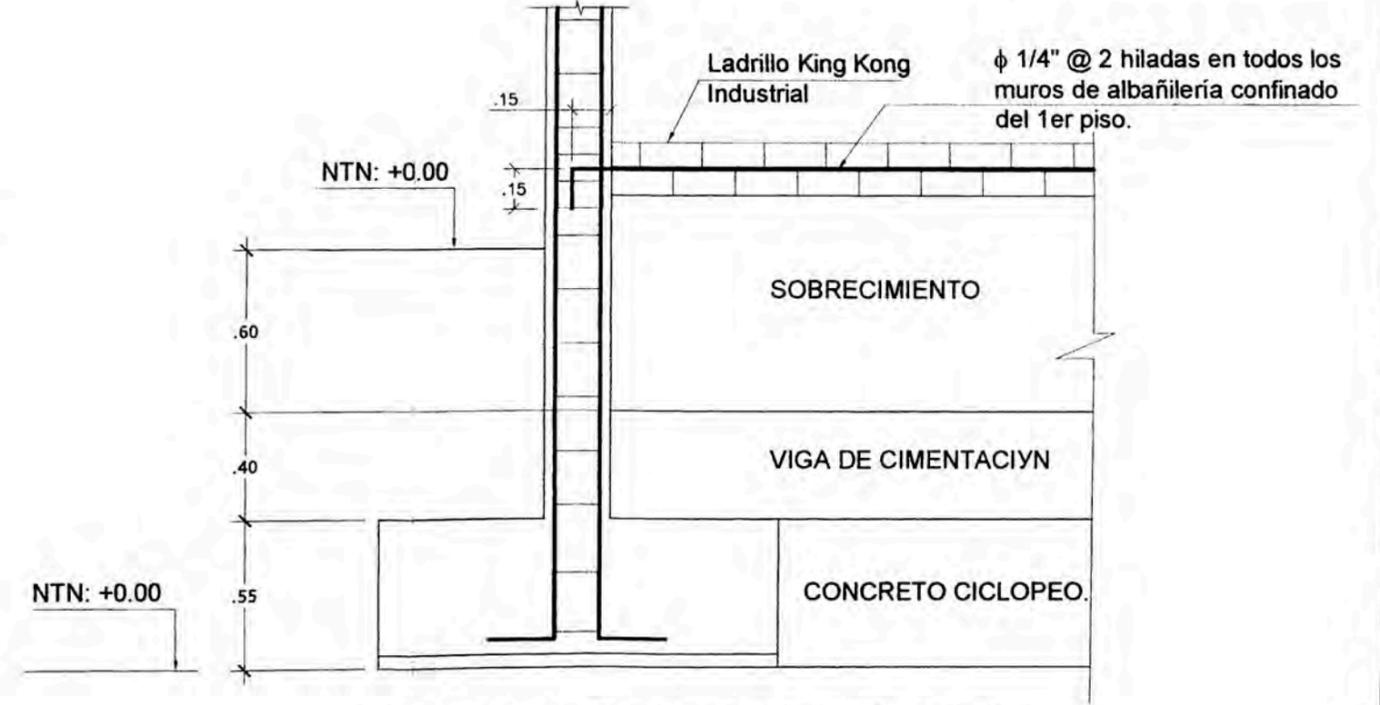
**PLACA P2**  
ESC: 1/20



**PLACA P3**  
ESC: 1/20



**PLACA P4**  
ESC: 1/20



**REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS**  
ESC: 1/25

PROPIETARIO:			
<b>HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA</b>			
PROYECTO: <i>CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.</i>			
PLANO: <b>PLACAS - DETALLE MURO DE ALBAÑILERIA</b>			
PROYECTO <i>Provincia de Chincha, Departamento de Ica</i>	ESCALA: <b>INDICADA</b>	LAMINA: <b>E-06</b>	
RESPONSABLE: <b>CONSORCIO JUBEX</b>	DISEÑO Y DIBUJO: <b>ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ</b>	FECHA: <b>DICIEMBRE 2007</b>	