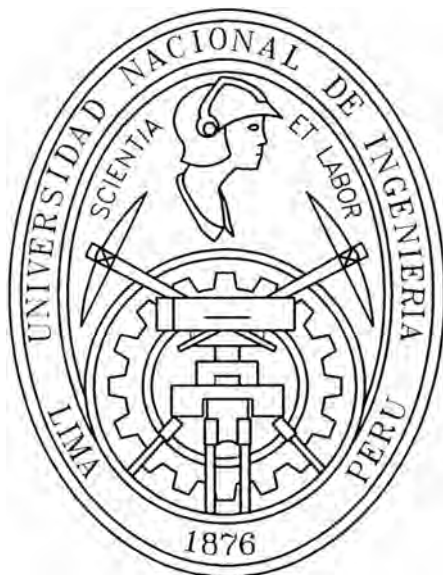


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES,  
APLICACIÓN AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO  
ESTRUCTURAS**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**FERNANDO QUIÑONES FRICK**

**Lima- Perú**

**2008**

## INDICE

	Pág.
RESUMEN	
LISTA DE TABLAS	
LISTA DE FIGURAS	
INTRODUCCIÓN	
CAPITULO I GENERALIDADES	
1.1 Definiciones Generales	... 8
1.1.1 Definición de Sismología	... 8
1.1.2 Definición de capacidad de carga última	... 8
1.1.3 Definición de fricción negativa	... 8
1.2 Mapa de Peligros de la ciudad de Pisco	... 8
1.2.1 Geodinámica Interna	... 8
1.2.2 Geodinámica Externa	... 9
1.2.3 Mapa de Peligros	... 10
1.3 Estudios Preliminares	... 10
1.3.1 Hidráulica e Hidrología	... 10
1.3.2 Mecánica de Suelos	... 11
CAPITULO II NUEVA PROPUESTA DE LA CIMENTACIÓN DEL HOTEL EMBASSY	
2.1 Conceptos Generales	... 13
2.1.1 Teoría de la capacidad de carga de Terzagui	... 13
2.1.2 Capacidad de carga en suelos estratificados	... 13
2.1.3 Asentamientos tolerables en edificaciones	... 13
2.2 Análisis y determinación de la carga de diseño	... 14
2.2.1 Predimensionamiento de vigas	... 20
2.2.2 Predimensionamientos de columnas	... 23
2.2.3 Fuerzas laterales por cargas estáticas equivalentes	... 31
2.2.4 Fuerzas laterales por pórtico	... 32
2.2.5 Modelamiento del sistema en el programa SAP 2000	... 34
2.2.6 Evaluación del desplazamiento de la estructura	... 40
2.2.7 Combinaciones de cargas	... 42
2.2.8 Resultados del análisis dinámico	... 42

### CAPITULO III ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA DEL HOTEL EMBASSY

3.1	Diseño estructural de la cimentación	... 45
3.1.1	Diseño del pilote	... 45
3.1.2	Cálculo del peralte de la zapata	... 46
3.1.3	Cálculo de la capacidad de carga	... 46
3.1.4	Cálculo del número de pilotes	... 48
3.1.5	Cálculo de la capacidad de carga del grupo de pilotes	... 48
3.2	Modelamiento del pilotaje en programa SAP2000	... 49
3.3	Análisis y determinación de la carga de diseño	... 53
3.4	Programas de diseño	... 56
	CONCLUSIONES	... 62
	RECOMENDACIONES	... 63
	BIBLIOGRAFÍA	... 64

#### ANEXOS

Anexo N°1	Reacciones en los nudos
Anexo N°2	Fuerzas y momentos en los elementos
Anexo N°3	Diagrama de momentos
Anexo N°4	Diagrama de fuerzas axiales
Anexo N°5	Modos de vibración para diagramas de fuerzas axiales
Anexo N°6	Plano de diseño del pilote
Anexo N°7	Plano de diseño de plataforma del pilote

## RESUMEN

La ciudad de Pisco se encuentra situada sobre un terreno arenoso con presencia del nivel freático elevado. Estas condiciones demandan estudios especiales para el diseño de sus cimentaciones donde las alternativas dependen de un análisis de costo-beneficio adecuado.

El presente informe de suficiencia está orientado a desarrollar una alternativa de cimentación profunda aplicada al caso del hotel Embassy, teniendo como antecedentes los fenómenos ocasionados en los primeros niveles de la estructura debido a la licuación del terreno, producto del sismo ocurrido el 15 de Agosto del 2007.

Esta nueva cimentación se diseñará de acuerdo a la carga última de servicio de la estructura, la cual será obtenida en base a una serie de mediciones calculadas en el terreno, comparándola con la cimentación superficial existente dando a conocer las fallas del colapso.

Por último, conjuntamente con el Geotecnista, se evaluarán los dos (02) tipos de cimentación propuesta y se evaluarán los factores económicos con los que finalmente se optará por la cimentación más adecuada para el Hotel.

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla N°1: Distorsión angular	... 14
Tabla N°2: Relación espesor – peso de losa aligerada	... 17
Tabla N°3: Factores de zona	... 17
Tabla N°4: Parámetros de suelo	... 18
Tabla N°5: Categoría de la edificación	... 18
Tabla N°6: Resultado del predimensionamiento de vigas	... 21
Tabla N°7: Pesos aportantes para cargas vivas y muertas	... 22
Tabla N°8: Anchos tributarios para cada elemento	... 22
Tabla N°9: Cargas para vigas sin incluir su peso propio	... 22
Tabla N°10: Resultado del predimensionamiento de columnas	... 28
Tabla N°11: Resultados del espectro de respuesta	... 38
Tabla N°12: Desplazamientos totales permisibles de la estructura	... 41
Tabla N°13: Resultados de fuerzas y momentos para COMB1	... 43
Tabla N°14: Reacciones en la base para la cortante dinámica	... 44
Tabla N°15: Valores de “k” y $\xi$ para pilotes	... 47
Tabla N°16: Valores de constante “k” del terreno	... 53
Tabla N°17: Reacciones en los nudos para todas las combinaciones	... 54
Tabla N°18: Resultados de fuerzas y momentos para todas las combinaciones	... 55
Tabla N°19: Características del acero de refuerzo	... 57
Cuadro N°1: Características del suelo	... 11
Cuadro N°2: Resumen de ensayos de calicatas y SPT	... 12
Cuadro N°3: Registros de sondajes del Hotel Embassy	... 52

## LISTA DE FIGURAS

Figura N°1:	Asentamientos diferenciales	... 14
Figura N°2:	Vista de Planta típica	... 16
Figura N°3:	Vista de elevación	... 19
Figura N°4:	Predimensionamiento de vigas	... 20
Figura N°5:	Predimensionamiento de columnas	... 23
Figura N°6:	Modelamiento del sistema en la herramienta de cálculo	... 34
Figura N°7:	Vistas frontal y lateral de la estructura	... 34
Figura N°8:	Apoyos empotrados	... 35
Figura N°9:	Release en extremos de zapatas	... 35
Figura N°10:	Pórticos predimensionados con secciones definidas	... 36
Figura N°11:	Ejemplo de un pórtico predimensionado en el eje D	... 36
Figura N°12:	Carga viva aplicada al eje 1	... 37
Figura N°13:	Carga muerta (dead) aplicada al eje 1	... 37
Figura N°14:	Definición del diafragma rígido	... 39
Figura N°15:	Distribución de placas de concreto	... 40
Figura N°16:	Seccionamiento de placas	... 42
Figura N°17:	Resultados de reacciones y momentos en los apoyos	... 43
Figura N°18:	Dimensionamiento del pilotaje	... 50
Figura N°19:	Asignación de resortes en los pilotes	... 50
Figura N°20:	Vista de diseño de pilotes	... 55
Gráfico N°1:	Mapa de Peligros de Pisco – Ica	... 10
Gráfico N°2:	Periodo (T) vs. Factor de amplificación sísmica (C)	... 20
Gráfico N°3:	Periodo vs. Aceleración sísmica	... 38
Gráfico N°4:	Curva factor de capacidad portante de Berezantsev ( $N_q$ )	... 47
Gráfico N°5:	Propiedades del material del pilote	... 56
Gráfico N°6:	Propiedades del acero de refuerzo del pilote	... 57
Gráfico N°7:	Curva de diseño del pilote	... 58
Fotografía N°1:	Hotel Embassy (vista lateral)	... 15
Fotografía N°2:	Hotel Embassy (vista frontal)	... 15
Fotografía N°3:	Dimensionamiento de vigas y columnas del Hotel	... 27
Fotografía N°4:	Dimensionamiento del fondo de viga	... 28
Fotografía N°5:	Dimensiones de columnas en la fachada del Hotel	... 28

## INTRODUCCIÓN

La costa del Perú se encuentra en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las zonas más activas sísmicamente del mundo, producto de la tectónica de placas que produce la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana. Estos movimientos generan tensión entre ambas placas que finalmente se libera en forma de terremotos o pequeños sismos.

Pisco sufrió un fuerte terremoto en 1680, luego de su fundación en 1640, en donde el virrey Melchor Antonio Portocarrero Lazo de la Vega trasladó la ciudad a su actual ubicación y la renombró como Nuestra Señora de la Concordia de Pisco. En 1832 fue renombrada Villa de la Independencia en honor a la Independencia del Perú pero al ser declarada ciudad en 1898 recuperó su antiguo nombre quechua de Pisco.

El 15 de Agosto del 2007, la ciudad de Pisco fue nuevamente sacudida durante aproximadamente 210 segundos por un fuerte terremoto de 8.0 grados en la escala de Richter que dejó en ruinas el 70% de la ciudad e innumerables pérdidas humanas. El epicentro se localizó en las costas del centro del Perú a 40 kilómetros al oeste de Chincha Alta y a 150 kilómetros al suroeste de Lima, y su hipocentro se ubicó a 39 kilómetros de profundidad.

En la ciudad de Pisco, una de las estructuras con mayores daños fue el Hotel Embassy, el cual soportaba cinco (05) pisos de los cuales los dos primeros desaparecieron. Este fenómeno tuvo diversos factores, sin embargo el presente trabajo se evocará al inadecuado diseño de la cimentación y estructura de acuerdo a las características del suelo del lugar y la zona altamente sísmica en la cual se ubica.

Esta edificación originalmente se diseñó bajo el concepto de zapatas aisladas que transmitirían la carga de dos (02) niveles al terreno, sin embargo no se puede conocer con precisión las dimensiones de dicha cimentación por estar enterrada.

Según la geodinámica interna de la ciudad de Pisco, el hotel Embassy tiene una microzonificación sísmica catalogada con una capacidad portante del

suelo entre 1 y 2 kg/cm<sup>2</sup>, identificándose suelos parcialmente licuables. Son suelos arenosos y de relleno donde las edificaciones deben diseñarse considerando las condiciones geotécnicas.

Por otro lado, la geodinámica externa nos señala los peligros causados por la actividad pluvial en donde el mencionado hotel tendría el nivel freático entre los 1.21 m y los 1.60 m, sin embargo este dato tendrá que ser recalculado debido a los últimos acontecimientos sísmicos.

Por lo antes expuesto, la zonificación en donde se construyó inicialmente el hotel Embassy señala tomar especiales provisiones en cuanto a materiales y sistemas constructivos en las edificaciones, lo cual no se tomó en consideración para la ampliación de la estructura en estudio que terminó por provocar la falla de la cimentación.



## CAPÍTULO I

### GENERALIDADES

#### 1.1 Definiciones Generales

##### 1.1.1 Definición de Sismología

La sismología es la rama de la Geofísica encargada del estudio de los terremotos y de la propagación de las ondas sísmicas, siendo éstas en el interior o en la superficie de la Tierra.

Esta ciencia busca conocer y determinar en qué circunstancias ocurren los sismos naturales así como sus causas, a fin de preverlos en el tiempo y en el espacio.

##### 1.1.2 Definición de capacidad de carga última

La capacidad de carga última  $q_u$  es la carga por área unitaria en donde tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno.

Esta carga  $q_u$  considerando un factor de seguridad, es la que los calculistas utilizan para el diseño de las cimentaciones ya sean superficiales o profundas

##### 1.1.3 Definición de fricción negativa

La fricción negativa es la fuerza del terreno que se opone al hincado del pilote, esta fuerza debe ser sumada a la carga admisible para calcular la altura del pilote.

Actualmente los efectos de la fricción negativa pueden reducirse o eliminarse cubriendo con materiales especiales la sección del pilote que estará en contacto con el estrato.

#### 1.2 Mapa de Peligros de la ciudad de Pisco

##### 1.2.1 Geodinámica Interna

La geodinámica interna de Pisco involucra la microzonificación sísmica así como los efectos producidos por los tsunamis.

Para el caso de la microzonificación sísmica, se ha identificado que la ciudad de Pisco se encuentra dentro de la zona III, alcanzando ciertos parámetros de carga admisible para el diseño de nuestras cimentaciones.<sup>1</sup>

Este estudio nos indica que el suelo sobre el cual fue fundado el Hotel Embassy tiene una capacidad portante entre 1 y 2 kg/cm<sup>2</sup>, identificando suelos parcialmente licuables, encontrando el nivel freático a profundidades alrededor de 1.5 m.

Por otro lado, nuestro país no puede menospreciar los efectos de los tsunamis luego de un sismo, sumado a los antecedentes que tiene nuestro litoral y en especial la costa de Pisco.

Según los estudios de microzonificación, se pueden apreciar profundidades superficiales cerca de la costa que generarían olas de hasta 10 m.s.n.m., que para la costa de la ciudad en mención son importantes ya que tienen centros poblados con alturas de 6 m.s.n.m.

#### 1.2.2 Geodinámica Externa

Este efecto es causado por factores externos a los ya mencionados, sin embargo no deja de lado a los fenómenos naturales como por ejemplo la actividad pluvial.

Justamente es importante la actividad pluvial, puesto que representa una elevación considerable de la napa freática, siendo relativo este valor dependiendo del mantenimiento que se realice a los drenes existentes.

Según el estudio de microzonificación, el nivel de la napa freática del área en estudio presenta una profundidad entre 0.8 y 1.2m de profundidad, sin embargo este valor tendrá que ser recalculado por el especialista en Hidráulica por los recientes acontecimientos ocurridos luego de la actividad sísmica.

Otro fenómeno importante dentro de la geodinámica externa, es el desborde por inundación del río Pisco que representa una inundación moderada correspondiente a la zona aledaña de alto peligro delimitado por las curvas topográficas.

<sup>1</sup> CISMID, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú  
Microzonificación Geotécnica de Pisco

### 1.2.3 Mapa de Peligros

Los mapas de peligros son la superposición de los mapas de sismos, tsunamis, inundaciones, considerando los criterios de evaluación de cada uno de ellos.

Específicamente, el mapa de peligro de la ciudad de Pisco encuentra claramente cuatro (04) áreas bien definidas como se puede observar en la figura siguiente:

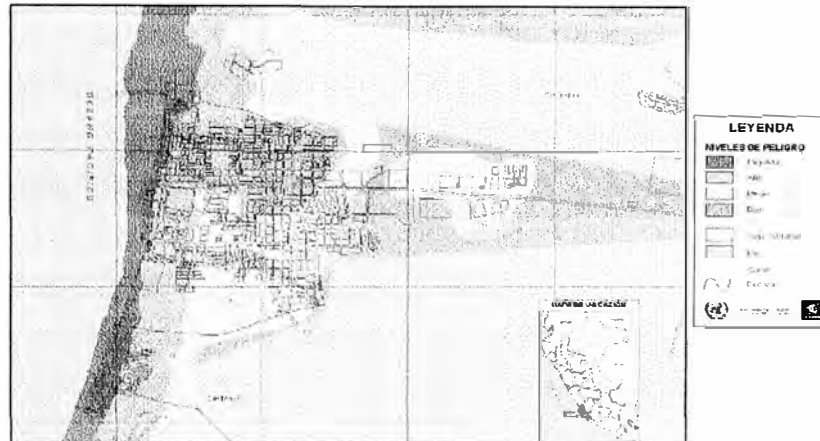


Gráfico N°1: Mapa de peligros de Pisco - Ica

Sistema Nacional de Información para la Prevención y Atención de Desastres (SINPAD)

El hotel Embassy, materia de estudio, se encuentra ubicado en una zona altamente peligrosa, donde las recomendaciones indican no construir edificaciones esenciales como hospitales, unidades de bomberos, policías, plantas de agua potable y otros. Sobre todo se deben tomar especiales previsiones en cuanto a materiales y sistemas constructivos en las edificaciones ya que se trata de una zona con suelos potencialmente licuables con un nivel de napa freática elevado.

## 1.3 Estudios Preliminares

### 1.3.1 Hidráulica e Hidrología

El hotel Embassy, con una extensión de 315 m<sup>2</sup>, está limitado por las cotas 16 y 17 msnm y se encuentra aproximadamente a unos 1,500 m del mar. Además, se encuentra ubicado cerca al centro de la ciudad con una pendiente de 0.5%, en donde el regadío de las cosechas vecinas influyen en la

geodinámica externa de la zona, provocando que el nivel de la napa freática sea elevado.

Por otro lado, con ocasión de la disminución del tiempo de retorno del Fenómeno “El Niño”, el departamento de Ica soporta anualmente los embates de la naturaleza tales como inundaciones y huaycos que vienen ocurriendo con mucha mayor intensidad y frecuencia. Como consecuencia de ello, las descargas que se producen luego de las precipitaciones en la parte media y baja de la cuenca del río Ica son de gran magnitud, originando que la capacidad de los cauces existentes no sea suficiente para transportar los caudales máximos instantáneos, tales como los ocurridos los días 23 y 29 de enero del año 1998, que produjeron desbordes e inundaciones afectando no solamente las zonas agrícolas sino también la infraestructura vial y de riego y la ciudad de Ica, con daños en la producción regional y nacional.

Según los estudios hidráulicos del especialista, para nuestra área en estudio, tenemos los siguientes valores de niveles de napa freática para diversos sondajes:

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO EN ESTUDIO									
ITEM	SONDAJE	PROFUNDIDAD (M)	NIVEL FREÁTICO (M)	% DE FINOS	% DE HUMEDAD NATURAL	LÍMITES		N (SPT)	SUCS
						LL	LP		
1	S-0	0.00-1.00	1.20	25.00	-	-	-	-	CL
2	S-C	1.00-1.80	1.20	20.00	25.2	22.9	18.8	7	SC
3	S-0	1.80-3.00	1.20	20.00	18.0	21.4	16.7	2	SM
4	S-0	3.00-4.00	1.20	20.00	17.8	21.2	16.4	2	SC
5	S-0	4.00-4.50	1.20	-	-	-	-	>50	GP

Cuadro N°1: Características del Suelo

En conclusión, para nuestro análisis, consideraremos que el nivel de la napa freática se encuentra a 1.2 m.

### 1.3.2 Mecánica de Suelos

El programa de exploración de campo llevado a cabo en el año 1999 por el personal del Laboratorio Geotécnico del CISMID-UNI en la Zona 3 dentro de la cual se encuentra el área en estudio comprendió los siguientes trabajos:

- Perfilaje de calicatas excavadas hasta 2.00 de profundidad con respecto a la superficie del terreno en su mayoría.
- Ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de penetración con Cono Peck.

Ambas alcanzaron rechazo a profundidades promedios entre 3.50 y 4.50 m con respecto a la superficie del terreno.

Para determinar la estratificación y características del suelo del área en estudio se ha considerado las calicatas y Ensayos de penetración estándar mas próximos a dicha área, las cuales comprenden las calicatas C-6, C-7, y C-8 así como el ensayo de penetración estándar S-1. Cuyas características se resumen en el siguiente cuadro:

RESUMEN DE ENSAYOS								
ITEM	SONDAJE	PROFUNDIDAD (M)	NIVEL FREÁTICO (M)	% DE FINOS	% DE HUMEDAD NATURAL	LÍMITES		SUCS
						LL	LP	
1	C-6	0.00-1.00	1.60	31.50	8.60	28.4	21.2	CL
2	C-6	1.00-2.00	1.60	37.60	13.50	25.3	-	SM
3	C-7	0.00-1.20	1.70	31.50	-	-	-	CL
4	C-7	1.20-2.00	1.70	39.30	16.2	28.4	16.8	SC
5	C-8	0.00-0.40	1.40	-	-	-	-	CL
6	C-8	0.40-1.00	1.40	37.10	-	20.6	-	SM
7	C-8	1.00-1.80	1.40	-	-	-	-	GP
8	S-1	0.00-0.90	2.20	-	-	-	-	CL
9	S-1	0.90-1.50	2.20	38.70	18.3	22.9	17.4	SC
10	S-1	1.50-2.80	2.20	48.20	25.2	23.0	19.1	SM
11	S-1	2.80-3.30	2.20	48.00	23.5	35.5	21.3	SC
12	S-1	3.30-4.50	2.20	-	-	-	-	GP

Cuadro N°2: Resumen de ensayos de calicatas y SPT

## CAPITULO II

### NUEVA PROPUESTA DE LA CIMENTACIÓN DEL HOTEL EMBASSY

#### 2.1 Conceptos Generales

##### 2.1.1 Teoría de la capacidad de carga de Terzagui [1]

Terzagui (1943) fue el pionero en temas de Mecánica de Suelos, introduciendo primero las teorías para entender la capacidad de carga última de las cimentaciones superficiales. De acuerdo a sus publicaciones, una cimentación se podía llamar superficial si la profundidad  $D_f$  de la cimentación era menor o igual al ancho  $B$  de la misma.

Terzagui sugiere superficies de falla en los suelos bajo cargas últimas para diferentes tipos de cimentaciones, en los que involucra factores de capacidad de carga en función al ángulo de fricción, la cohesión y peso específico del suelo, estos factores aunados a las dimensiones de nuestra cimentación son plasmados en fórmulas para obtener la capacidad de carga de las estructuras.

##### 2.1.2 Capacidad de carga en suelos estratificados

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura a sostener, teniendo además un factor llamado coeficiente de seguridad para el diseño propiamente dicho.

Para fines de estudio, se suele tomar un mismo estrato de una profundidad constante, sin embargo, en la práctica frecuentemente se encuentran perfiles de suelo estratificado. En tales casos, la superficie de falla bajo carga última puede extenderse a través de dos o más estratos, considerando para cada estrato una cohesión ( $c$ ), ángulo de fricción ( $\phi$ ) y peso específico del suelo ( $\gamma$ ) diferentes si así fuese el caso.

##### 2.1.3 Asentamientos tolerables en edificaciones

El análisis de los asentamientos de las estructuras es una parte muy importante del diseño y construcción, además en todo estudio de Mecánica de Suelos se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado en el estudio.

El Reglamento Nacional de Estructuras señala que la distorsión angular ( $\alpha$ ) no debe ser mayor a la indicada en la Tabla N°1, esta distorsión angular la podemos obtener de la Figura N°1 como una relación entre el asentamiento diferencial ( $\delta$ ) y la distancia entre elementos a analizar (L).

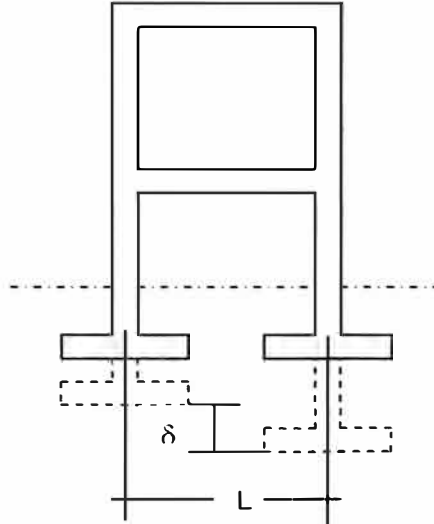


Figura N°1: Asentamientos Diferenciales

Tabla N°1  
Distorsión Angular

$\alpha = \delta / L$	DESCRIPCIÓN
1 / 150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales
1 / 250	Límite en el que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible
1 / 300	Límite en el que se debe esperar las primeras grietas en paredes
1 / 500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas
1 / 650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1.20 m
1 / 750	Límite donde se espera dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

Fuente: Reglamento Nacional de Estructuras

## 2.2 Análisis y determinación de la carga de diseño

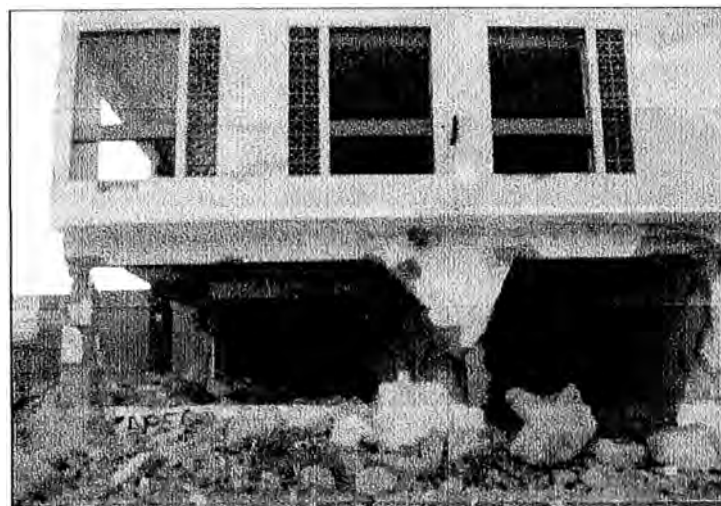
Para el análisis de cargas del hotel Embassy, se recalcularán las mismas considerando que no contamos con la data utilizada en el diseño

preliminar, debido a que esta se encuentra en la Municipalidad de Pisco y ésta también fue parcialmente destruida.

Las cargas de diseño se calcularán con el metrado de la estructura existente (Fotografías N°1 y N°2), considerando las cargas vivas y muertas de acuerdo al Reglamento Nacional de Estructuras.



Fotografía N°1: Hotel Embassy (vista lateral)



Fotografía N°2: Hotel Embassy (vista frontal)



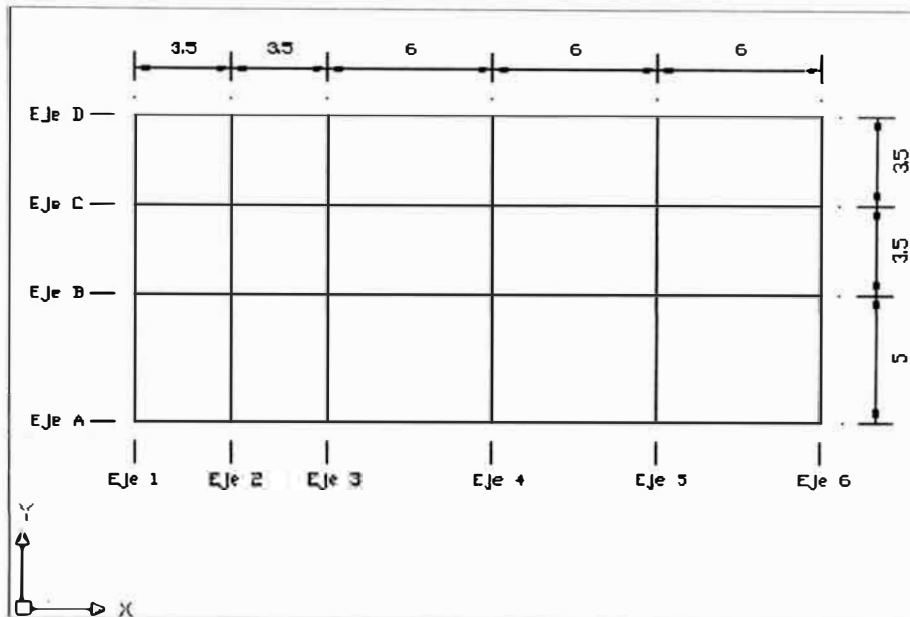


Figura N°2: Vista de Planta Típica

Consideraciones Iniciales.-

- Tabiquería : 120 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados : 120 kg/m<sup>2</sup>
- S/C Piso Típico : 250 kg/m<sup>2</sup>
- S/C Techo : 150 kg/m<sup>2</sup>

Propiedades de los elementos.-

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$Ec = 15200\sqrt{f'c} = 2.20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$Es = 2.00 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

P.E. concreto = 2400 kg/m<sup>3</sup>

$$\beta_1 \begin{cases} f'c < 280 \longrightarrow 0.85 \\ f'c \geq 280 \longrightarrow 0.85 - \left( 0.05x \left( \frac{f'c - 280}{70} \right) \right) \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{fy} \times \frac{(0.003 \cdot Es)}{(0.003 \cdot Es + fy)} \times \frac{(0.85)(210)(0.85)}{4200} \times \frac{(0.003)(2.00 \times 10^6)}{(0.003)(2.00 \times 10^6) + 4200}$$

$\rho b = 0.02125$

**Espesor de la losa aligerada (L/20 – L/25).-**

Según nuestro metrado obtenido de la vista típica de Planta, tenemos longitudes de 3.50 y 6 m, para fines de diseño se considerará la losa de mayor luz ya que es la carga crítica.

$$L = 6\text{m}$$

$$h = \frac{L}{25} = \frac{6}{25} = 0.24 \rightarrow h = 0.25$$

h	17	20	25	30
Peso propio (kg/m <sup>2</sup> )	280	300	350	400

Tabla N°2: Relación espesor – peso de losa aligerada

$$\text{Peso losa} = 350 \text{ kg/m}^2$$

**Fuerzas laterales por cargas estáticas equivalentes.-**

**Zonificación (Z)**

De acuerdo a la zonificación de la ciudad de Pisco, al hotel Embassy le corresponde un factor de zona de Z=0.4 (según la tabla N°2)

Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla N°3  
FACTORES DE ZONA

ZONA	FACTOR DE ZONA (Z)
3	0.4
2	0.3
1	0.15

**Condiciones Geotécnicas (S)**

Para efectos de la norma E.030 Diseño Sismorresistente, debemos clasificar los tipos de suelos considerando sus propiedades mecánicas, espesor

de estrato, periodo de vibraciones y velocidad de propagación de las ondas de corte.

Como resultado del estudio Geotécnico, obtenemos un perfil tipo  $S_3$ , teniendo como parámetros del suelo  $T_p=0.9$  y  $S=1.4$ .

Tabla N°4  
PARÁMETROS DE SUELO

Tipo	Descripción	$T_p(s)$	S
$S_1$	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
$S_2$	Suelos intermedios	0.6	1.2
$S_3$	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
$S_4$	Condiciones excepcionales	*	*

(\*) Los valores de  $T_p$  y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil  $S_3$ .

#### *Categoría de la edificación (U)*

Según la Norma, cada edificación debe ser catalogada de acuerdo a la descripción del uso que adopte, tenemos por ejemplo que el hotel Embassy entra en el rubro de edificaciones comunes con un factor U de 1.0.

Tabla N°5  
CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

	Categoría	Factor U
A	Edificaciones esenciales	1.5
B	Edificaciones importantes	1.3
C	Edificaciones comunes	1
D	Edificaciones menores	*

(\*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

#### *Sistema estructural (R)*

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructura sismorresistente predominante en cada dirección.

Como se puede observar de la fotografía N°1, el hotel materia de estudio ha sido construido con pórticos y placas de concreto armado por lo que su coeficiente de reducción R sería de 7.

*Coficiente para estimar el periodo predominante de un edificio ( $C_T$ )*

Debido a que en el análisis se considera que los elementos estructurales resistentes son únicamente pórticos, el valor  $C_T$  adoptado será de 35.

*Factor de amplificación sísmica (C)*

De acuerdo a las características de la ciudad de Pisco, específicamente del hotel Embassy, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left( \frac{T_p}{T} \right), C \leq 2.5$$

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

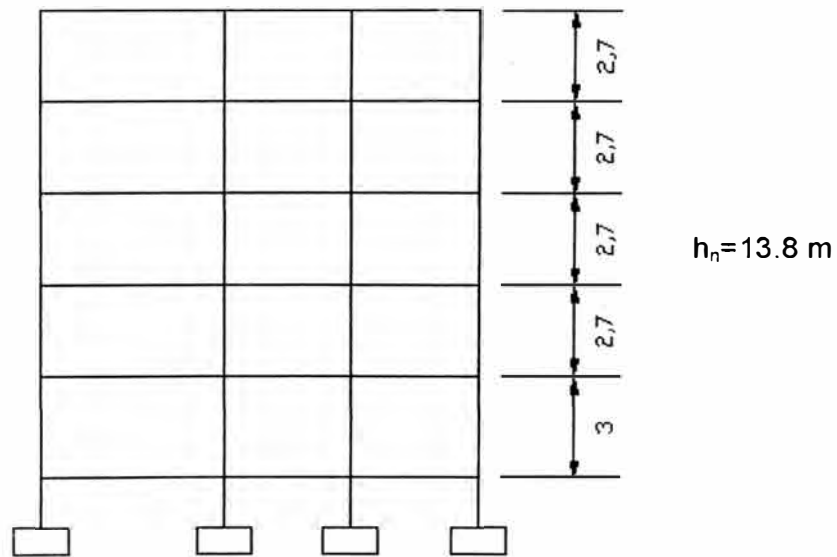


Figura N°3: Vista de elevación

$$T = \frac{13.8}{35} = 0.39$$

$$C = 2.5 * \left( \frac{0.9}{0.39} \right) = 5.77 \Rightarrow C = 2.5$$

T	C	T	C	T	C	T	C	T	C
0,1	2,50	1,1	2,05	2,1	1,07	3,1	0,73	4,1	0,55
0,2	2,50	1,2	1,88	2,2	1,02	3,2	0,70	4,2	0,54
0,3	2,50	1,3	1,73	2,3	0,98	3,3	0,68	4,3	0,52
0,4	2,50	1,4	1,61	2,4	0,94	3,4	0,66	4,4	0,51
0,5	2,50	1,5	1,50	2,5	0,90	3,5	0,64	4,5	0,50
0,6	2,50	1,6	1,41	2,6	0,87	3,6	0,63	4,6	0,49
0,7	2,50	1,7	1,32	2,7	0,83	3,7	0,61	4,7	0,48
0,8	2,50	1,8	1,25	2,8	0,80	3,8	0,59	4,8	0,47
0,9	2,50	1,9	1,18	2,9	0,78	3,9	0,58	4,9	0,46
1	2,25	2	1,13	3	0,75	4	0,56	5	0,45

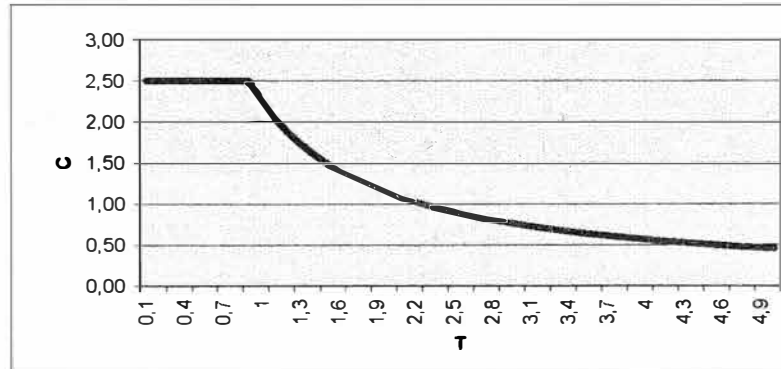


Gráfico N°2: Periodo (T) vs. Factor de amplificación sísmica (C)

### 2.2.1 Predimensionamiento de vigas

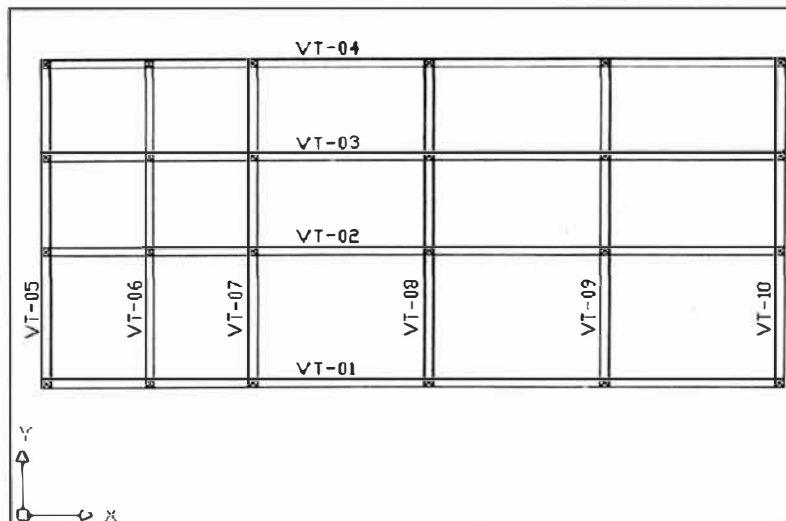


Figura N°4: Predimensionamiento de vigas

Para empezar con el predimensionamiento de vigas, debemos tomar en consideración los siguientes parámetros:

$$\text{Altura} = \text{luz libre} / 12$$

$$\text{Ancho interno} = \text{Ancho tributario} / 20$$

$$\text{Ancho del peralte} = \text{Ancho tributario} / 20 * 1.2$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS						
Eje	Viga	Luz libre (m)	h (m)	Ancho Trib.	b (m)	Usar b (m)
A	V-T01 - 5	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T01 - 4	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T01 - 3	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T01 - 2	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T01 - 1	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
B	V-T02 - 5	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T02 - 4	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T02 - 3	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T02 - 2	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T02 - 1	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
C	V-T03 - 5	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T03 - 4	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T03 - 3	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T03 - 2	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
	V-T03 - 1	6,00	0,50	1,00	0,05	0,30
D	V-T04 - 5	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T04 - 4	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T04 - 3	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T04 - 2	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
	V-T04 - 1	6,00	0,50	1,00	0,06	0,30
1	V-T05 - 5	5,00	0,45	1,75	0,11	0,30
	V-T05 - 4	5,00	0,45	1,75	0,11	0,30
	V-T05 - 3	5,00	0,45	1,75	0,11	0,30
	V-T05 - 2	5,00	0,45	1,75	0,11	0,30
	V-T05 - 1	5,00	0,45	1,75	0,11	0,30
2	V-T06 - 5	5,00	0,45	3,50	0,18	0,30
	V-T06 - 4	5,00	0,45	3,50	0,18	0,30
	V-T06 - 3	5,00	0,45	3,50	0,18	0,30
	V-T06 - 2	5,00	0,45	3,50	0,18	0,30
	V-T06 - 1	5,00	0,45	3,50	0,18	0,30
3	V-T07 - 5	5,00	0,45	4,75	0,24	0,30
	V-T07 - 4	5,00	0,45	4,75	0,24	0,30
	V-T07 - 3	5,00	0,45	4,75	0,24	0,30
	V-T07 - 2	5,00	0,45	4,75	0,24	0,30
	V-T07 - 1	5,00	0,45	4,75	0,24	0,30
4	V-T08 - 5	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T08 - 4	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T08 - 3	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T08 - 2	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T08 - 1	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
5	V-T09 - 5	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T09 - 4	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T09 - 3	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T09 - 2	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
	V-T09 - 1	5,00	0,45	6,00	0,30	0,30
6	V-T10 - 5	5,00	0,45	3,00	0,18	0,30
	V-T10 - 4	5,00	0,45	3,00	0,18	0,30
	V-T10 - 3	5,00	0,45	3,00	0,18	0,30
	V-T10 - 2	5,00	0,45	3,00	0,18	0,30
	V-T10 - 1	5,00	0,45	3,00	0,18	0,30

Tabla N°6: Resultado del predimensionamiento de vigas

### Cálculo de pesos aportantes sin considerar pesos de vigas.-

	Tipo de Carga	(Piso Típico) kg/m <sup>2</sup>	(Azotea) kg/m <sup>2</sup>
Losa	D	350	350
Tabiquería	D	120	0
Acabados	D	120	120
S/C	L	250	150
	WD	590	470
	WL	250	150

Tabla N°7: Pesos aportantes para cargas vivas y muertas

	(Ancho) A, B, C, D	(Ancho) 1	(Ancho) 2	(Ancho) 3	(Ancho) 4, 5	(Ancho) 6
Losa	1	1,75	3,50	4,75	6,00	3,00
Tabiquería	1	1,75	3,50	4,75	6,00	3,00
Acabados	1	1,75	3,50	4,75	6,00	3,00
S/C	1	1,75	3,50	4,75	6,00	3,00

Tabla N°8: Anchos tributarios para cada elemento

### Cargas para vigas sin incluir su peso propio (kg/m).-

	Tipo de Carga	(Piso Típico) A, B, C, D	1	2	3	4, 5	6
Carga Muerta	WD	590	1033	2065	2803	3540	1770
Carga Viva	WL	250	438	875	1188	1500	750

	Tipo de Carga	(Azotea) A, B, C, D	1	2	3	4, 5	6
Carga Muerta	WD	470	823	1645	2233	2820	1410
Carga Viva	WL	150	263	525	713	900	450

Tabla N°9: Cargas para vigas sin incluir su peso propio

## 2.2.2 Predimensionamiento de columnas

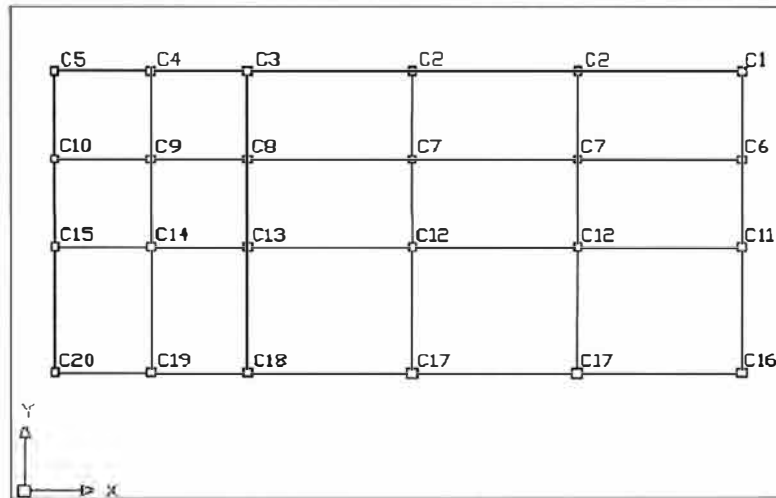


Figura N°5: Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas, emplearemos las siguientes fórmulas:

ESQUINA  $bx d = \frac{1.5xPG}{0.2xf'c}$

LATERAL  $bx d = \frac{1.25xPG}{0.25xf'c}$

CENTRAL  $bx d = \frac{1.1xPG}{0.3xf'c}$

Donde:

PG = A x W

A = Área tributaria

W = Carga de servicio en todos los niveles de la columna

Estimación de pesos y dimensiones.-

Como un ejemplo práctico calcularemos las dimensiones de las columnas C1 y C12 y las compararemos con las dimensiones reales a fin de verificar si fueron bien calculadas en el análisis previo.



**PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**

**COLUMNA ESQUINA (C1) - NIVEL 5**

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	2,85	1,60	—	1	350	1596
VIGAS - X	2,85	0,30	0,50	1	2400	1026
VIGAS - Y	1,90	0,30	0,45	1	2400	616
ACABADOS	3,15	1,90	---	1	120	718
TABIQUERÍA	3,15	1,90	—	1	0	0
S/C	3,15	1,90	—	1	150	898
					<b>TOTAL</b>	<b>4854</b>

$$b \times d = \frac{1,5 \times PG}{0,2 \times f'c} = \frac{7281}{480} \quad 15 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

**COLUMNA ESQUINA (C1) - NIVEL 4**

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	2,85	1,60	—	1	350	1596
VIGAS - X	2,85	0,30	0,50	1	2400	1026
VIGAS - Y	1,90	0,30	0,45	1	2400	616
ACABADOS	3,15	1,90	—	1	120	718
TABIQUERÍA	3,15	1,90	—	1	120	718
COLUMNA	0,30	0,30	2,70	1	2400	583
S/C	3,15	1,90	---	1	250	1496
					<b>TOTAL</b>	<b>6753</b>

$$b \times d = \frac{1,5 \times PG}{0,2 \times f'c} = \frac{17410,5}{480} \quad 36 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

**COLUMNA ESQUINA (C1) - NIVEL 3**

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	2,85	1,60	—	1	350	1596
VIGAS - X	2,85	0,30	0,50	1	2400	1026
VIGAS - Y	1,90	0,30	0,45	1	2400	616
ACABADOS	3,15	1,90	—	1	120	718
TABIQUERÍA	3,15	1,90	---	1	120	718
COLUMNA	0,30	0,30	2,70	1	2400	583
S/C	3,15	1,90	—	1	250	1496
					<b>TOTAL</b>	<b>6753</b>

$$b \times d = \frac{1,5 \times PG}{0,2 \times f'c} = \frac{27540}{480} \quad 57 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

COLUMNA ESQUINA (C1) - NIVEL 2

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	2,85	1,60	---	1	350	1596
VIGAS - X	2,85	0,30	0,50	1	2400	1026
VIGAS - Y	1,90	0,30	0,45	1	2400	616
ACABADOS	3,15	1,90	---	1	120	718
TABIQUERÍA	3,15	1,90	---	1	120	718
COLUMNA	0,30	0,30	2,70	1	2400	583
S/C	3,15	1,90	---	1	250	1496
<b>TOTAL</b>						<b>6753</b>

$$b \times d = \frac{1,5 \times PG}{0,2 \times f'c} = \frac{37669,5}{480} \quad 78 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

COLUMNA ESQUINA (C1) - NIVEL 1

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	2,85	1,60	---	1	350	1596
VIGAS - X	2,85	0,30	0,50	1	2400	1026
VIGAS - Y	1,90	0,30	0,45	1	2400	616
ACABADOS	3,15	1,90	---	1	120	718
TABIQUERÍA	3,15	1,90	---	1	120	718
COLUMNA	0,30	0,30	3,00	1	2400	648
S/C	3,15	1,90	---	1	250	1496
<b>TOTAL</b>						<b>6818</b>

$$b \times d = \frac{1,5 \times PG}{0,2 \times f'c} = \frac{47896,5}{480} \quad 100 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

**USAR!**      **1°, 2°, 3°, 4° y 5° Nivel**      **0.30 x 0.30**      **Columnas C-1**

Ahora procederemos a predimensionar la columna central C12 y la compraremos con las dimensiones de diseño.

COLUMNA CENTRAL (C12) - NIVEL 5

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	5.70	3.95	---	1	350	7880
VIGAS - X	5.70	0.30	0.45	1	2400	1847
VIGAS - Y	4.25	0.30	0.50	1	2400	1530
ACABADOS	6.00	4.25	---	1	120	3060
TABIQUERÍA	6.00	4.25	---	1	0	0
S/C	6.00	4.25	---	1	150	3825
<b>TOTAL</b>						<b>18142</b>

$$b \times d = \frac{1,1 \times PG}{0,3 \times f'c} = \frac{19956,2}{720} \quad 28 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

COLUMNA CENTRAL (C12) - NIVEL 4

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	5.70	3.95	---	1	350	7880
VIGAS - X	5.70	0.30	0.45	1	2400	1847
VIGAS - Y	4.25	0.30	0.50	1	2400	1530
ACABADOS	6.00	4.25	---	1	120	3060
TABIQUERÍA	6.00	4.25	---	1	120	3060
COLUMNA	0.30	0.30	2.70	1	2400	583
S/C	6.00	4.25	---	1	250	6375
<b>TOTAL</b>						<b>24335</b>

$$b \times d = \frac{1,1 \times PG}{0,3 \times f'c} = \frac{46724,7}{720} \quad 65 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

COLUMNA CENTRAL (C12) - NIVEL 3

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	5.70	3.95	---	1	350	7880
VIGAS - X	5.70	0.30	0.45	1	2400	1847
VIGAS - Y	4.25	0.30	0.50	1	2400	1530
ACABADOS	6.00	4.25	---	1	120	3060
TABIQUERÍA	6.00	4.25	---	1	120	3060
COLUMNA	0.30	0.30	2.70	1	2400	583
S/C	6.00	4.25	---	1	250	6375
<b>TOTAL</b>						<b>24335</b>

$$b \times d = \frac{1,1 \times PG}{0,3 \times f'c} = \frac{73493,2}{720} \quad 102 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

COLUMNA CENTRAL (C12) - NIVEL 2

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	5.70	3.95	—	1	350	7880
VIGAS - X	5.70	0.30	0.45	1	2400	1847
VIGAS - Y	4.25	0.30	0.50	1	2400	1530
ACABADOS	6.00	4.25	—	1	120	3060
TABIQUERÍA	6.00	4.25	—	1	120	3060
COLUMNA	0.30	0.30	2.70	1	2400	583
S/C	6.00	4.25	—	1	250	6375
TOTAL						24335

$$\frac{b \times d = 1,1 \times PG = 100261.7}{0,3 \times f'c} \quad 139 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 5}$$

USAR 30 30

COLUMNA CENTRAL (C12) - NIVEL 1

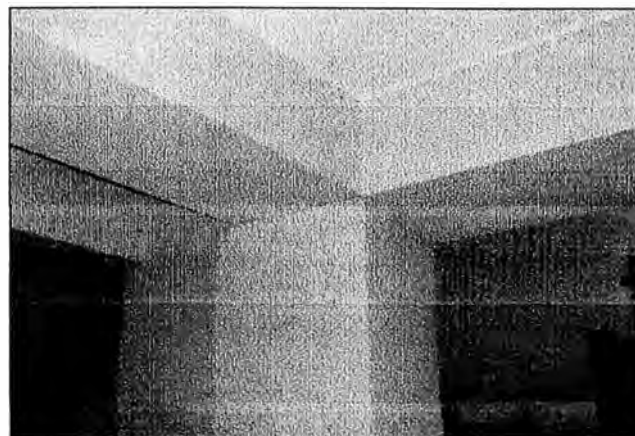
APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	N° VECES	W (kgs)	PESO (kgs)
LOSA	5.70	3.95	---	1	350	7880
VIGAS - X	5.70	0.30	0.45	1	2400	1847
VIGAS - Y	4.25	0.30	0.50	1	2400	1530
ACABADOS	6.00	4.25	—	1	120	3060
TABIQUERÍA	6.00	4.25	---	1	120	3060
COLUMNA	0.30	0.30	3.00	1	2400	648
S/C	6.00	4.25	---	1	250	6375
TOTAL						24400

$$\frac{b \times d = 1,1 \times PG = 127101.7}{0,3 \times f'c} \quad 177 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ 10}$$

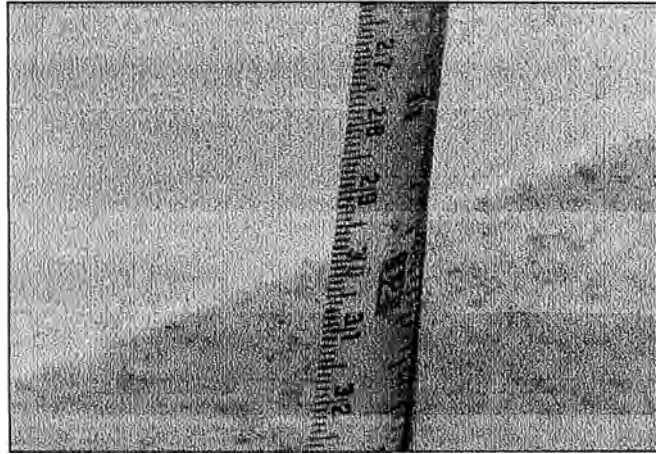
USAR 30 30

**USARI**      **1°, 2°, 3°, 4° y 5° Nivel**      **0.30 x 0.30**      **Columnas C-12**

Según la visita a campo, se pudo observar que las vigas y columnas de la edificación aún estaban de pie, por lo que se pudo obtener medidas reales, teniendo los siguientes datos a partir de las fotografías adjuntas:



Fotografía N°3: Dimensionamiento de vigas y columnas del Hotel Embassy



Fotografía N°4: Dimensión del fondo de viga de la estructura



Fotografía N°5: Dimensiones de columnas en la fachada del hotel

Datos de las dimensiones de las columnas:

Columna	Largo (L)	Ancho (B)
C-1	0.30	0.30
C-2	0.30	0.30
C-3	0.30	0.30
C-4	0.30	0.30
C-5	0.30	0.30
C-6	0.30	0.30
C-7	0.30	0.30
C-8	0.30	0.30
C-9	0.30	0.30
C-10	0.30	0.30

Columna	Largo (L)	Ancho (B)
C-11	0.30	0.30
C-12	0.30	0.30
C-13	0.30	0.30
C-14	0.30	0.30
C-15	0.30	0.30
C-16	0.40	0.30
C-17	0.40	0.40
C-18	0.30	0.30
C-19	0.30	0.30
C-20	0.30	0.30

Tabla N°10: Resultado del predimensionamiento de columnas

Las dimensiones de las columnas C-16 y C-17 resultaron ser de 0.30 x 0.30 mts en el predimensionamiento, sin embargo según las mediciones de campo resultaron ser de 0.40 x 0.30 y de 0.40 x 0.40 mts respectivamente.

Una vez que tengamos el predimensionamiento completo, procederemos a calcular el peso total de la edificación para continuar con el cálculo del cortante en la base.

Peso de la edificación:

QUINTO NIVEL	Peso	Área	Longitud	Peso* Área
Peso de Losa 5to Nivel	350	260.85		91298
Peso de Viga V - X	2400	0.60	23.5	33840
Peso de Viga V - Y	2400	0.90	12.3	26568
Peso de Columnas	2400	2.33	1.35	7549
Peso de Acabados	120	311.19	—	37343
Peso de Tabiquería	0	311.19	----	0
25% Sobrecarga	38	311.19	----	11670
<b>Total</b>				<b>208267</b>

CUARTO NIVEL	Peso	Área	Longitud	Peso* Área
Peso de Losa 4to Nivel	350	260.85		91298
Peso de Viga V - X	2400	0.60	23.5	33840
Peso de Viga V - Y	2400	0.90	12.3	26568
Peso de Columnas	2400	2.33	2.7	15098
Peso de Acabados	120	311.19	----	37343
Peso de Tabiquería	120	311.19	----	37343
25% Sobrecarga	62.5	311.19	—	19449
<b>Total</b>				<b>260939</b>

TERCER NIVEL	Peso	Área	Longitud	Peso* Área
Peso de Losa 3er Nivel	350	260.85		91298
Peso de Viga V - X	2400	0.60	23.5	33840
Peso de Viga V - Y	2400	0.90	12.3	26568
Peso de Columnas	2400	2.33	2.7	15098
Peso de Acabados	120	311.19	—	37343
Peso de Tabiquería	120	311.19	----	37343
25% Sobrecarga	62.5	311.19	—	19449
<b>Total</b>				<b>260939</b>

SEGUNDO NIVEL	Peso	Área	Longitud	Peso* Área
Peso de Losa 2do Nivel	350	260.85		91298
Peso de Viga V - X	2400	0.60	23.5	33840
Peso de Viga V - Y	2400	0.90	12.3	26568
Peso de Columnas	2400	2.33	2.7	15098
Peso de Acabados	120	311.19	—	37343
Peso de Tabiquería	120	311.19	—	37343
25% Sobrecarga	62.5	311.19	—	19449
Total				260939

PRIMERNIVEL	Peso	Área	Longitud	Peso* Área
Peso de Losa 1er Nivel	350	260.85		91298
Peso de Viga V - X	2400	0.60	23.5	33840
Peso de Viga V - Y	2400	0.90	12.3	26568
Peso de Columnas	2400	2.33	2.85	15937
Peso de Acabados	120	311.19	—	37343
Peso de Tabiquería	120	311.19	—	37343
25% Sobrecarga	62.5	311.19	—	19449
Total				261778

PESO TOTAL = 1252862 kgs  
1253 Ton

### 2.2.3 Fuerzas laterales por cargas estáticas equivalentes

Una vez obtenido el espectro de diseño procederemos a calcular las fuerzas laterales por cargas estáticas equivalentes, según la norma NTE E.030:

Determinación de cargas laterales (sísmicas en X).-

$$\text{Cortante en la base: } V = \frac{Z.U.S.C}{R} x P$$

donde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso e importancia

S = Factor de suelo

C = Coeficiente de ampliación sísmica

R = Coeficiente de reducción de sollicitación sísmica

P = peso total de la edificación

Datos:

Z = 0.4 (zona sísmica: 3)

U = 1.0 (edificación común: hotel)

S = 1.4 (suelos blandos: S3)

R = 7 (pórticos y placas de concreto armado)

C = 2.5

P = 1253 Ton + Peso Placas

P = 1253 + [(3.5 x 14.6 x 0.15) x 2 + (6.0 x 14.6 x 0.15) x 2] x 2.4

P = 1352 Ton

$$V = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.4 \times 2.5}{7} \times 1352 \quad V = 270.4$$

Nivel	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi x Hi	(Pi x Hi)/Total	Vi (Ton)
5	208.267	13.8	2874.08	0.281	75.93
4	260.939	11.1	2896.42	0.283	76.52
3	260.939	8.4	2191.89	0.214	57.91
2	260.939	5.7	1487.35	0.145	39.29
1	261.778	3.0	785.33	0.077	20.75
Total			10235.08		



## 2.2.4 Fuerzas laterales por pórtico

### Fuerzas laterales por pórtico (Ton) en la dirección X-X

5to NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F. Pórt (Ton)
EJE A	0.0072	96458873.14	130219478.74	226678351.88	28.23
EJE B	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	15.90
EJE C	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	15.90
EJE D	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	15.90
				609641314.84	75.93

4to NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F. Pórt (Ton)
EJE A	0.0072	96458873.14	130219478.74	226678351.88	28.45
EJE B	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	16.02
EJE C	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	16.02
EJE D	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	16.02
				609641314.84	76.52

3er NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F. Pórt (Ton)
EJE A	0.0072	96458873.14	130219478.74	226678351.88	21.53
EJE B	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	12.13
EJE C	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	12.13
EJE D	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	12.13
				609641314.84	57.91

2do NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F. Pórt (Ton)
EJE A	0.0072	96458873.14	130219478.74	226678351.88	14.61
EJE B	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	8.23
EJE C	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	8.23
EJE D	0.0041	54320987.65	73333333.33	127654320.99	8.23
				609641314.84	39.29

1er NIVEL h = 3

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F. Pórt (Ton)
EJE A	0.0072	70318518.52	105477777.78	175796296.30	7.72
EJE B	0.0041	39600000.00	59400000.00	99000000.00	4.34
EJE C	0.0041	39600000.00	59400000.00	99000000.00	4.34
EJE D	0.0041	39600000.00	59400000.00	99000000.00	4.34
				472796296.30	20.75

### Fuerzas laterales por pórtico (Ton) en la dirección Y-Y

5to NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F.Pórt (Ton)
EJE 1	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	10.23
EJE 2	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	10.23
EJE 3	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	10.23
EJE 4	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	15.75
EJE 5	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	15.75
EJE 6	0.0036	48620637.10	65637860.08	114258497.18	13.73
				631705024.64	75.93

4to NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F.Pórt (Ton)
EJE 1	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	10.31
EJE 2	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	10.31
EJE 3	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	10.31
EJE 4	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	15.88
EJE 5	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	15.88
EJE 6	0.0036	48620637.10	65637860.08	114258497.18	13.84
				631705024.64	76.52

3er NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F.Pórt (Ton)
EJE 1	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	7.80
EJE 2	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	7.80
EJE 3	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	7.80
EJE 4	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	12.02
EJE 5	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	12.02
EJE 6	0.0036	48620637.10	65637860.08	114258497.18	10.47
				631705024.64	57.91

2do NIVEL h = 2.7

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F.Pórt (Ton)
EJE 1	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	5.29
EJE 2	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	5.29
EJE 3	0.0027	36213991.77	48888888.89	85102880.66	5.29
EJE 4	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	8.15
EJE 5	0.0042	55774018.19	75294924.55	131068942.74	8.15
EJE 6	0.0036	48620637.10	65637860.08	114258497.18	7.11
				631705024.64	39.29

2do NIVEL h = 3

Dirección X	$I_{TOTAL}$	$k_1$ (kg/rad)	$k_2$ (kg/rad)	$k_{TOTAL}$	F.Pórt (Ton)
EJE 1	0.0027	26400000.00	39600000.00	66000000.00	2.80
EJE 2	0.0027	26400000.00	39600000.00	66000000.00	2.80
EJE 3	0.0027	26400000.00	39600000.00	66000000.00	2.80
EJE 4	0.0042	40659259.26	60988888.89	101648148.15	4.31
EJE 5	0.0042	40659259.26	60988888.89	101648148.15	4.31
EJE 6	0.0036	35444444.44	53166666.67	88611111.11	3.75
				489907407.41	20.75

## 2.2.5 Modelamiento del sistema en la herramienta de cálculo SAP 2000

### Geometría de la estructura.-

Lo primero que debemos hacer es modelar la estructura según las dimensiones reales de la edificación, para lo cual tomamos en cuenta las medidas utilizadas en el análisis y determinación de las cargas de diseño.

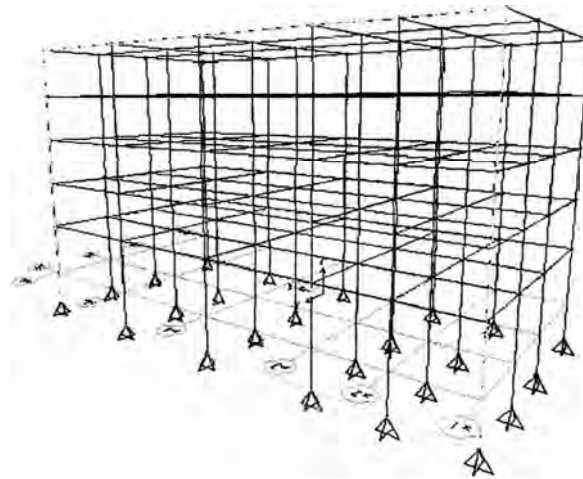


Figura N°6: Modelamiento del sistema en la herramienta de cálculo SAP 2000

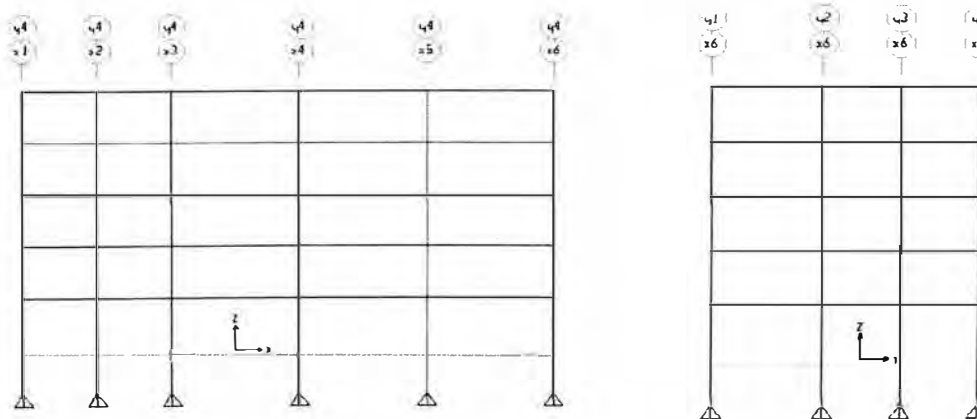


Figura N°7: Vistas frontal y lateral de la estructura

### Restricciones de apoyos y de elementos.-

Luego procedemos a restringir el apoyo de la estructura definiéndola como empotrada, y liberamos todos los desplazamientos y giros de los nudos del tablero superior.

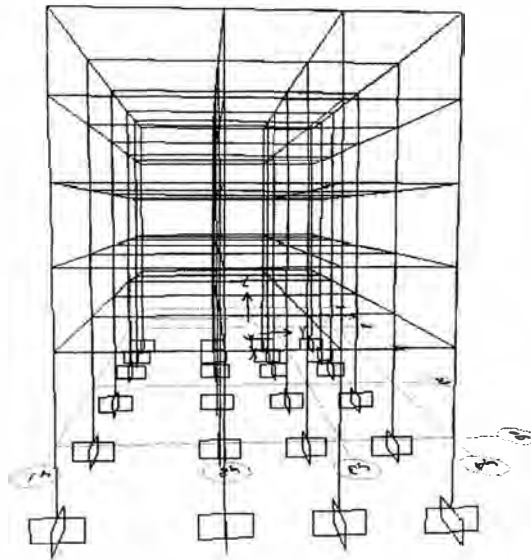


Figura N°8: Apoyos empotrados

Del mismo modo liberamos los momentos en los nudos pertenecientes al tablero superior correspondientes a las zapatas de la edificación.

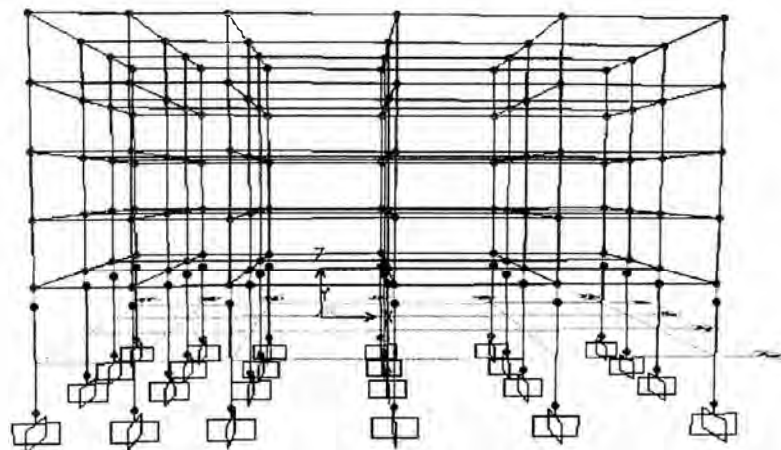


Figura N°9: Release en extremos de zapatas

**Propiedades de los materiales y las secciones.-**

Posteriormente procedemos a verificar los valores para los materiales según las consideraciones iniciales tomadas para el análisis.

Así mismo, definimos las secciones vigas y columnas según los resultados obtenidos en el predimensionamiento.

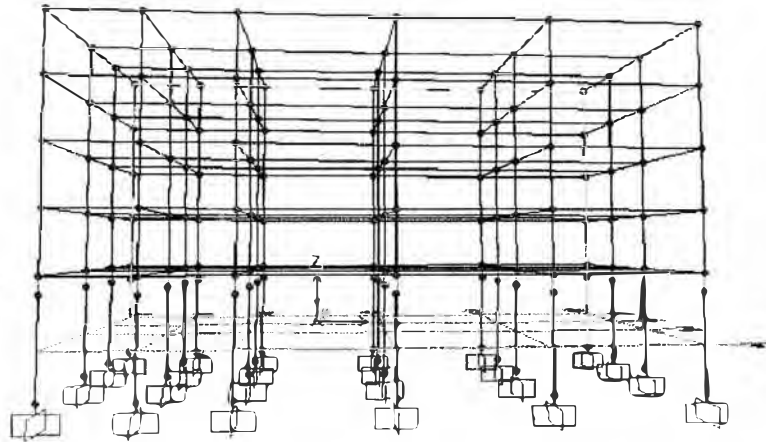


Figura N°10: Pórticos predimensionados con secciones definidas

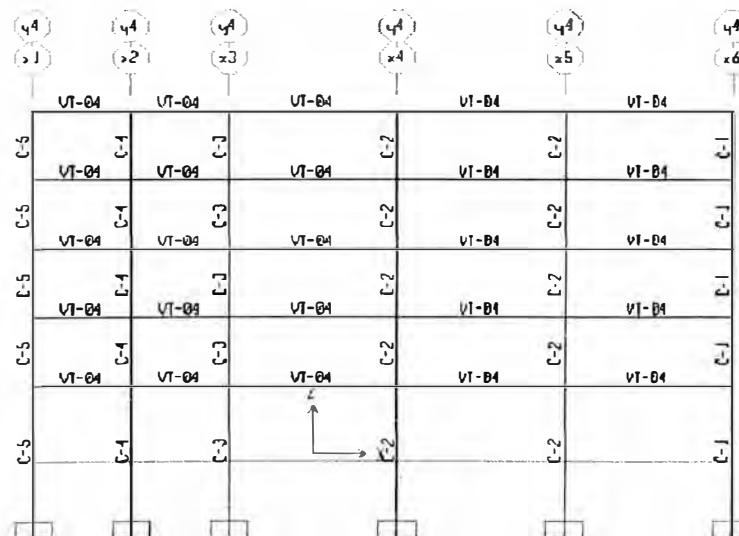


Figura N°11: Ejemplo de un pórtico predimensionado en el eje D

### Estados de carga estática.-

Primero debemos definir las cargas vivas y muertas para luego asignarlas a las vigas de acuerdo a los ejes establecidos inicialmente, estas cargas tendrán los siguientes valores:

	Carga viva ( $W_L$ )	Carga muerta ( $W_D$ )
Piso Típico	438	1033
Azotea	263	823

Por ejemplo, mostraremos los resultados obtenidos de la asignación al eje 1:

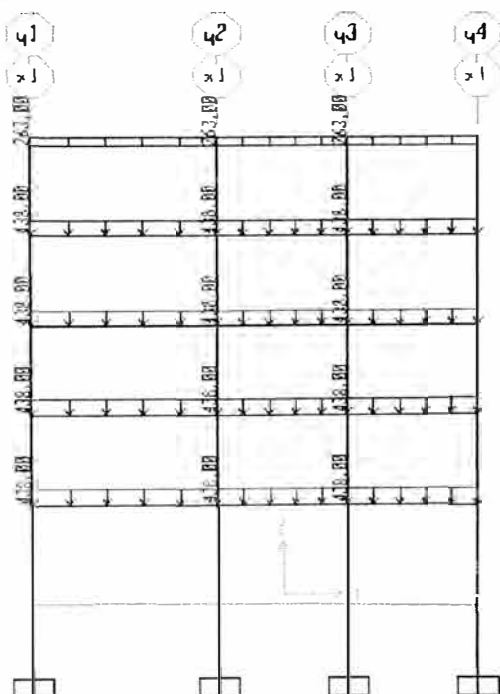
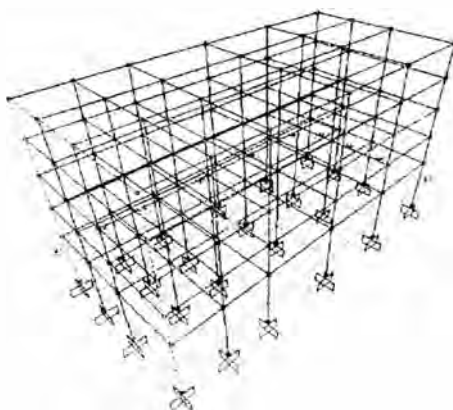


Figura N°12: Carga Viva aplicada al eje 1

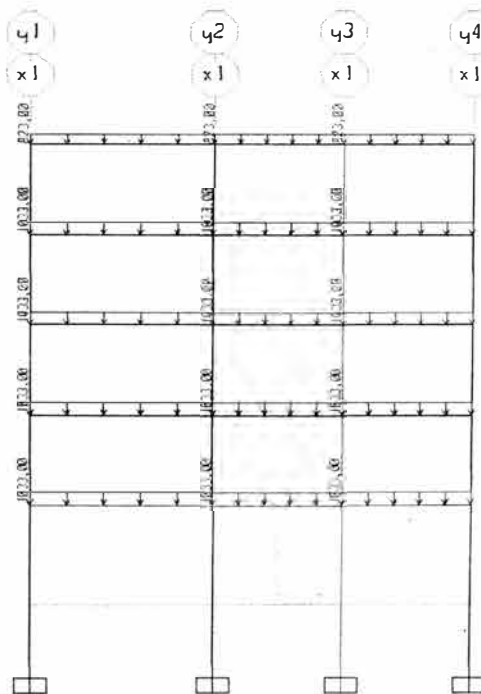


Figura N°13: Carga muerta (dead) aplicada al eje 1

### Definición del espectro de respuesta.-

El espectro de respuesta se calcula en base a las condiciones geotécnicas (S), factor de zonificación (Z), categoría de la edificación (U), sistema estructural (R) y el factor de amplificación sísmica (C).

Este espectro es un gráfico que relaciona el periodo de la estructura con su correspondiente aceleración sísmica, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad \text{donde: } C = 2.5 \cdot \left(\frac{0.9}{T}\right); C \leq 2.5$$

Z = 0.4  
S = 1.4  
U = 1  
R = 7  
g = 9.81 m/s

T	C	Sa
0.1	2.50	1.7168
0.9	2.50	1.7168
1.0	2.25	1.5451
1.2	1.88	1.2876
1.4	1.61	1.1036
1.6	1.41	0.9657
1.8	1.25	0.8584
2.0	1.13	0.7725
2.2	1.02	0.7023
2.4	0.94	0.6438
2.6	0.87	0.5943
2.8	0.80	0.5518

T	C	Sa
3.0	0.75	0.5150
3.2	0.70	0.4828
3.4	0.66	0.4544
3.6	0.63	0.4292
3.8	0.59	0.4066
4.0	0.56	0.3863
4.2	0.54	0.3679
4.4	0.51	0.3512
4.6	0.49	0.3359
4.8	0.47	0.3219
5.0	0.45	0.3090

Tabla N°11: Resultados del espectro de respuesta

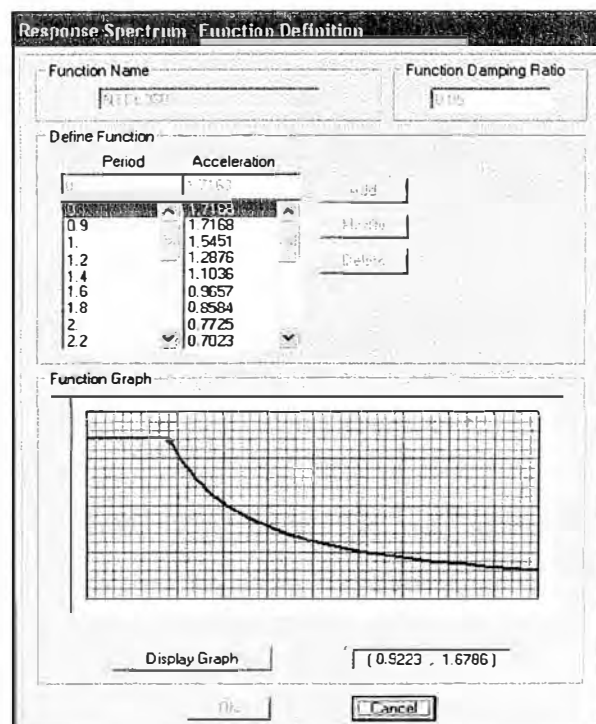


Gráfico N°3: Periodo vs. Aceleración sísmica

Una vez concluido el espectro de respuesta, procedemos a definir el diafragma rígido de la edificación nivel por nivel, considerando que todos los elementos del mismo nivel van a tener el mismo desplazamiento.

Por ejemplo, para el quinto nivel, mostramos la definición de su diafragma:

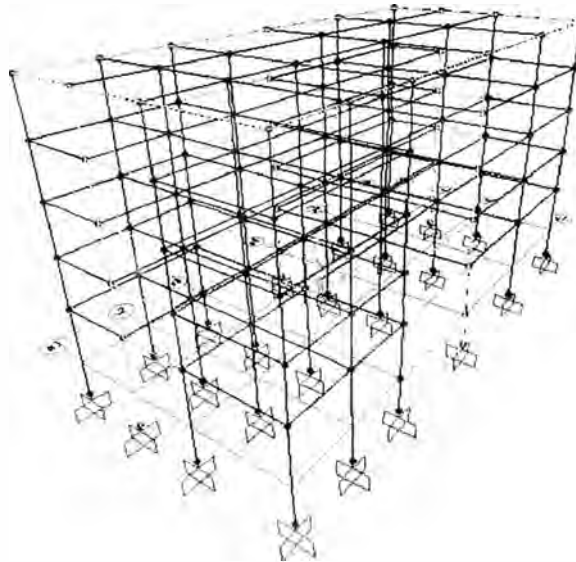


Figura N°14: Definición del diafragma rígido

**Object Model - Point Information**

Location Assignments | Loads |

Identification

Label: 139

<b>Constraint</b>	
Name	DIAPH5
Type	Diaphragm
<b>Restraint</b>	None
<b>Local Axes</b>	Default
<b>Springs</b>	None
<b>Masses</b>	None
<b>Panel Zone</b>	None
<b>Joint Patterns</b>	None
<b>Group</b>	ALL
<b>Generalized Displs</b>	None
<b>RS Named Sets</b>	None
<b>Plot Functions</b>	None
<b>Merge Number</b>	0

Kgf. m. C

Reset

Update Display

Modify Display

OK

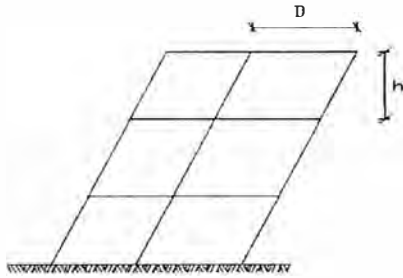
Cancel

Double click white background cell to edit item.



## 2.2.6 Evaluación del desplazamiento de la estructura

Finalmente procedemos a correr el programa, verificando los desplazamientos en los ejes X e Y, de tal manera que no superen los desplazamientos definidos por la NTE E-030, para nuestro caso práctico, consideraremos desplazamientos menores a 0.005 cm entre niveles.



$$\delta_3 = \frac{D}{h} < 0.005cm$$

Donde: D: desplazamiento  
h: altura entre pisos

Una vez ejecutado el programa, obtenemos valores de desplazamientos laterales menores a 0.005 cm, con lo que finalmente podríamos obtener las fuerzas actuantes sobre el terreno para fines del diseño de la cimentación profunda. Sin embargo al analizar el espectro de sismo obtenemos valores de periodo que según la norma están considerados para edificaciones de más niveles, como por ejemplo siete (07) pisos.

Debido a estas restricciones del periodo, nos vemos en la necesidad de incorporar a nuestro diseño placas de concreto, que en este caso tendrán un espesor de 0.15 m y estarán distribuidas según el modelo adjunto:

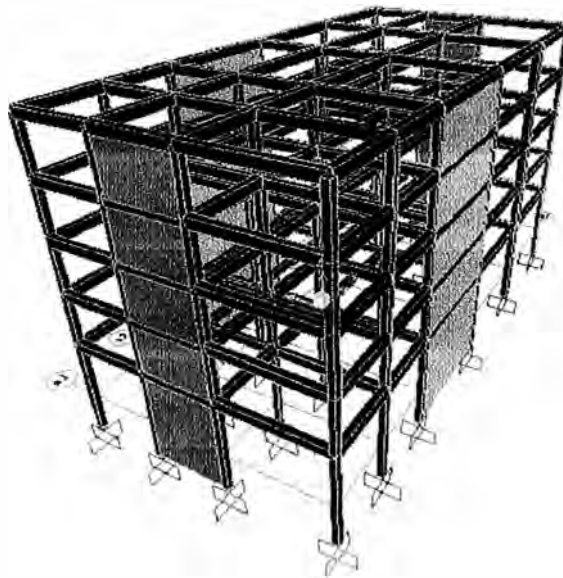


Figura N°15: Distribución de placas de concreto

**Verificación de desplazamientos totales permisibles.-**

De manera práctica, evaluaremos el desplazamiento en los ejes X e Y de las columnas situadas en las esquinas, obteniendo los siguientes resultados:

<b>C-1</b>	Altura	U1	Desplaz (m)	U2	Desplaz (m)
5to nivel	2.70	0.00200	0.01050	-0.00005	-0.00028
4to nivel	2.70	0.00200	0.01050	-0.00004	-0.00021
3er nivel	2.70	0.00100	0.00525	-0.00002	-0.00011
2do nivel	2.70	0.00007	0.00035	-0.00001	-0.00005
1er nivel	5.00	0.00003	0.00015	-0.00001	-0.00003

<b>C-5</b>	Altura	U1	Desplazamiento	U2	Desplazamiento
5to nivel	2.70	0.00200	0.01050	0.00002	0.00009
4to nivel	2.70	0.00200	0.01050	0.00001	0.00007
3er nivel	2.70	0.00100	0.00525	0.00001	0.00007
2do nivel	2.70	0.00007	0.00035	0.00001	0.00006
1er nivel	5.00	0.00003	0.00015	0.00000	0.00002

<b>C-16</b>	Altura	U1	Desplazamiento	U2	Desplazamiento
5to nivel	2.70	0.00200	0.01050	-0.00005	-0.00028
4to nivel	2.70	0.00200	0.01050	-0.00004	-0.00021
3er nivel	2.70	0.00100	0.00525	-0.00002	-0.00011
2do nivel	2.70	0.00006	0.00030	-0.00001	-0.00005
1er nivel	5.00	0.00003	0.00013	-0.00001	-0.00003

<b>C-20</b>	Altura	U1	Desplazamiento	U2	Desplazamiento
5to nivel	2.70	0.00200	0.01050	0.00002	0.00009
4to nivel	2.70	0.00200	0.01050	0.00001	0.00007
3er nivel	2.70	0.00100	0.00525	0.00001	0.00007
2do nivel	2.70	0.00006	0.00030	0.00001	0.00006
1er nivel	5.00	0.00003	0.00013	0.00000	0.00002

Tabla N°12: Desplazamientos totales permisibles de la estructura

Como se podrá observar, los desplazamientos permisibles en todos los niveles son menores a 0.005 cm, por lo que procedemos con el análisis de las combinaciones de cargas vivas y muertas para poder obtener las cargas de las zapatas sobre el terreno, las cuales nos servirán para el análisis posterior de la cimentación.

### 2.2.7 Combinaciones de cargas

Según la NTE E-030, las combinaciones de cargas vivas, muertas y por sismo, estarán definidas por las siguientes relaciones:

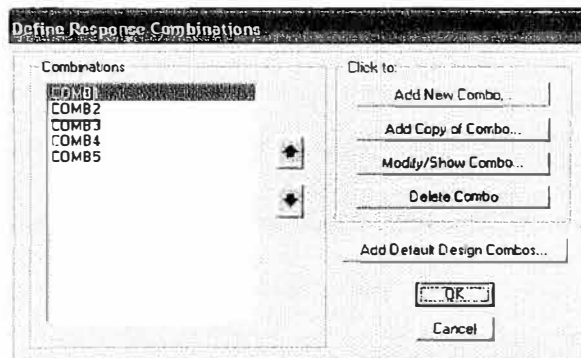
$$\text{COMB}_1 = 1.5 \times W_D + 1.8 \times W_L$$

$$\text{COMB}_2 = 1.25 \times W_D + 1.25 \times W_L + S_X$$

$$\text{COMB}_3 = 1.25 \times W_D + 1.25 \times W_L + S_Y$$

$$\text{COMB}_4 = 0.9 \times W_D + S_X$$

$$\text{COMB}_5 = 0.9 \times W_D + S_Y$$



### 2.2.8 Resultados del análisis dinámico

Finalmente, de manera práctica, dividiremos las placas en cuatro (04) sectores para obtener una carga distribuida de la edificación sobre el terreno, la misma que servirá de base para el análisis de la cimentación profunda.

El seccionamiento de las placas, está mostrado de la siguiente manera:

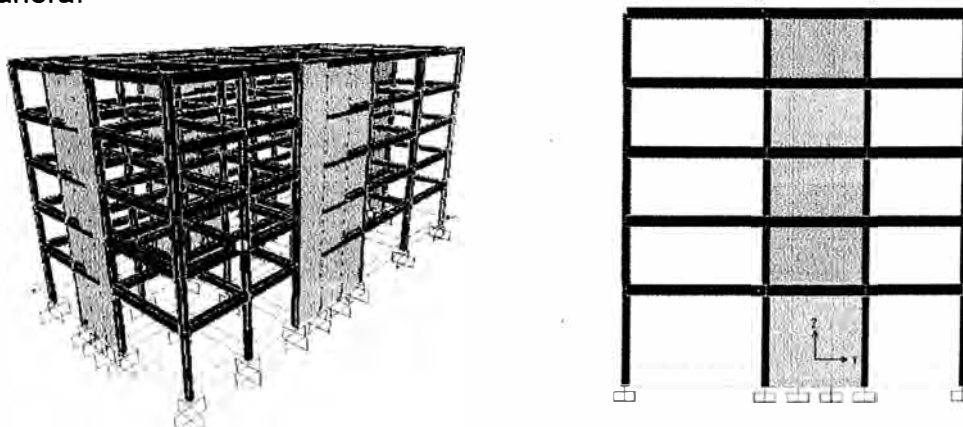


Figura N°16: Seccionamiento de placas

Con todo este procedimiento, obtenemos los valores de fuerzas y momentos en los apoyos de la edificación, y como manera práctica presentaremos los resultados de los apoyos 1, 7, 13, 19, 325 y 333 para la combinación COMB1:

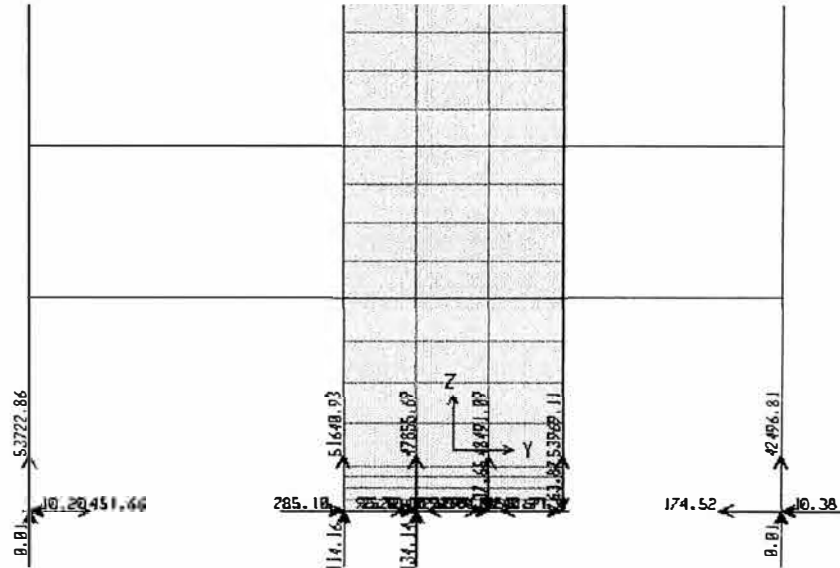


Figura N°17: Resultados de reacciones y momentos en los apoyos

TABLE: Joint Reactions							
Joint Text	OutputCase Text	F1 Kg	F2 Kg	F3 Kg	M1 Kg-m	M2 Kg-m	M3 Kg-m
1	COMB1	-2.68	451.66	53722.86	-563.48	-10.2	0.01329
7	COMB1	50.88	4423.99	51640.93	-430.58	285.1	114.16
13	COMB1	90.93	-5099.54	53969.11	492.08	240.71	-63.87
19	COMB1	-2.73	-174.52	42496.81	222.56	-10.38	0.01329
325	COMB1	217.65	1553.67	47855.69	-3.65	98.1	134.14
333	COMB1	220.19	-2525.3	48491.09	9.34	93.04	-37.65

Tabla N°13: Resultados de fuerzas y momentos para COMB1

Los resultados completos serán presentados en el Anexo N°1.

Con estos datos, faltaría analizar la condición de fuerza cortante estática y dinámica, que deberían cumplir las siguientes ecuaciones:

$$80\% \cdot Vx_{estática} < Vx_{dinámica}$$

$$80\% \cdot V_{y_{estática}} < V_{y_{dinámica}}$$

La fuerza estática es obtenida del análisis estático de la superestructura, la cual resultó ser de 270.4 Tn, mientras que cortante dinámica la obtenemos del análisis de las reacciones de la base según las fuerzas del sismo en X y en Y, obtenidas del cuadro adjunto:

<b>TABLE: Base Reactions</b>					
<b>OutputCase</b> Text	<b>CaseType</b> Text	<b>StepType</b> Text	<b>GlobalFX</b> Kgf	<b>GlobalFY</b> Kgf	<b>GlobalFZ</b> Kgf
SX	LinRespSpec	Max	232875.98	1286.81	2151.87
SY	LinRespSpec	Max	1286.83	236479.46	1641.03

Tabla N°14: Reacciones en la base para la cortante dinámica

Entonces:

Sx:  $80\% \times 270.4 < 232$   
 $216.32 < 232$                       Ok

Sy:  $80\% \times 270.4 < 236$   
 $216.32 < 236$                       Ok

## CAPITULO III

### ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA DEL HOTEL EMBASSY

#### 3.1 Diseño estructural de la cimentación profunda

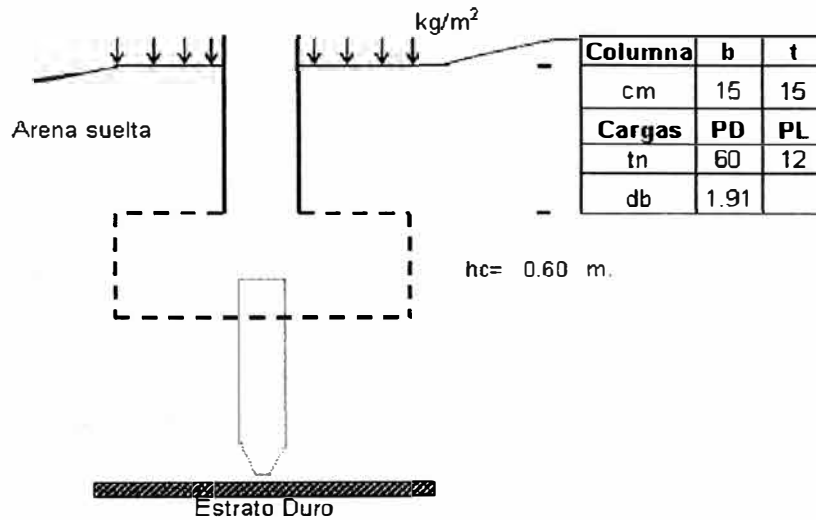
Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales se relacionan con sus propiedades mecánicas y con su costo, principalmente. Las estructuras civiles implican grandes volúmenes y no permiten el empleo de materiales de resistencia extraordinariamente alta y de comportamiento estructural excelente, pero de costo muy elevado, como los que usan con frecuencia en las estructuras aeronáuticas y aeroespaciales.

Comúnmente, el material debe cumplir dentro de la construcción funciones adicionales a las puramente estructurales. La estructura no suele ser un mero esqueleto resistente recubierto y protegido por otros componentes que tienen la función de formar una envoltura externa y de subdividir los espacios. Frecuentemente la estructura misma debe cumplir parcialmente estas funciones, por lo que el material que la compone debe tener, además de características estructurales adecuadas, propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie y de aislamiento térmico y acústico, por ejemplo. Además de la estructura integrada al resto de los componentes constructivos debe poder proporcionar cualidades estéticas a la construcción. Obviamente, no existe un material estructural óptimo; la opción más conveniente en cada caso depende tanto de la función estructural como de las propiedades no estructurales que son deseables para una situación específica.

##### 3.1.1 Diseño del pilote.-

Para el diseño estructural del hotel Embassy, el Ingeniero Geotecnista ha visto la necesidad de utilizar pilotes de concreto pre-excavados, con un fuste de 3 m debido a que según el estudio de Mecánica de Suelos, encontramos suelo firme a esa profundidad.

Dentro de los datos proporcionados por el especialista en Geotecnia, encontramos:



Datos

$\phi = 24 \text{ kg/m}^3$   
 $\gamma = 1500 \text{ kg/m}^2$   
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\gamma_c = 1800 \text{ kg/m}^2$   
 $D_f = 600 \text{ cm}$   
 $\gamma_2 = 2400$

### 3.1.2 Cálculo del peralte de la zapata.-

Para el cálculo del peralte, utilizamos la siguiente fórmula:

$$l_d = 0.08 * db * \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$l_d = 0.08 * 1.91 * \frac{4200}{\sqrt{280}} = 38.35$$

Luego el peralte estará dado por:

$$h_c = l_d + 15$$

$$h_c = 38.35 + 15 = 53 \text{ cm}$$

Sin embargo como caso práctico se tomará un peralte  $h_c$  de 60 cm.

### 3.1.3 Cálculo de la capacidad de carga.-

La capacidad de carga última en un suelo granular estará dado por la siguiente expresión:

$$Q_u = Q_f + Q_p$$

Donde:

$$Q_{f_1} = k \cdot \gamma \cdot \text{tg} \xi \cdot p \cdot D \cdot (15L - 112.5D)$$

$$Q_{f_2} = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \gamma_c \cdot \text{tg} \xi_i \cdot p \cdot (z_2^2 - z_1^2)$$

$$Q_p = \gamma \cdot L \cdot (N_q - 1) \cdot A_b$$

k = coeficiente lateral de tierra, la relación de la presión lateral a vertical en los lados del pilote = 1 (de acuerdo a la tabla N°15)

$\gamma$  = capacidad portante del terreno

$\xi$  = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo = 18° y 25.5°

z = profundidades de la cimentación = 5.6 y 6.6

$A_b$  = área de la base del pilote = 0.1

$N_q$  = factor de capacidad portante = 55

Material del Pilote	$\delta$	$K_s$	
		Densidad relativa baja ( $\phi \leq 35^\circ$ )	Densidad relativa alta ( $\phi > 35^\circ$ )
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4 $\phi$	1.0	2.0
Madera	2/3 $\phi$	1.5	4.5

Tabla N°15: Valores de "k" y  $\xi$  para pilotes

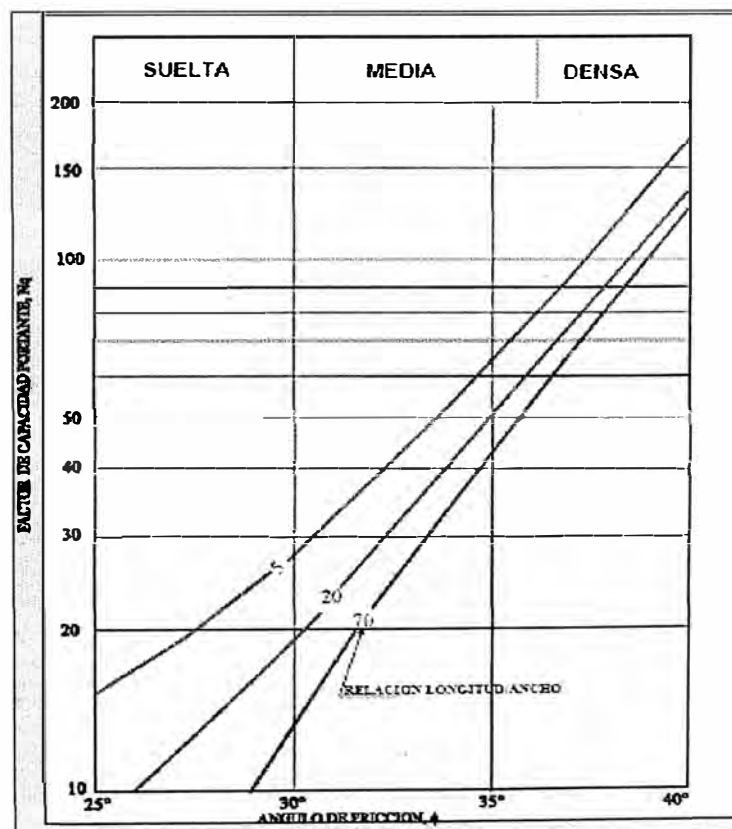


Gráfico N°4: Curva factor de capacidad portante de Berezantsev,  $N_q$



En nuestro caso emplearemos pilotes de concreto armado prefabricados con 0.40 m de diámetro, en donde:

$$Q_{f_1} = 13525 \text{ kg}$$

$$Q_{f_2} = 7135.24 \text{ kg}$$

$$Q_p = 49572 \text{ kg}$$

$$\rightarrow Q_u = Q_n + Q_{f_2} + Q_p$$

$$Q_u = 13525 + 7135.24 + 49572$$

$$Q_u = 72232.24 \text{ kg}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{\text{F.S.}} = \frac{72232.24}{3} = 23410.75 \text{ kg}$$

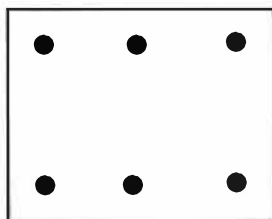
### 3.1.4 Cálculo del número de pilotes:

Para el cálculo del número de pilotes a emplear, utilizamos la siguiente ecuación:

$$\# \text{ pilotes} = \frac{P_u}{Q_a}$$

$$\# \text{ pilotes} = \frac{(1.4P_D + 1.7P_L) \times 1000}{Q_a} = \frac{(1.4 \times 60 + 1.7 \times 12) \times 1000}{23410.75} = 4.45 \text{ pilotes}$$

Entonces el número de pilotes será de seis (06) distribuidos según esquema siguiente:



Az = 2.10 x 5.00 mts

### 3.1.5 Cálculo de la capacidad de carga del grupo de pilotes.-

Para determinar la capacidad de carga, previamente debemos definir la eficiencia del grupo de pilotes, para lo cual nos apoyamos en el método que se muestra a continuación:

$$E_f = 1 - \frac{t_g(-1)}{d} \left( \frac{D}{d} \right) \left[ \frac{(n^3 - 1)m^3 + (m^3 - 1)n^3}{90.m^3.n^3} \right]$$

donde:

$E_f$  = eficiencia de un grupo de pilotes

$m$  = número de filas

$n$  = número de pilotes en una fila

$d$  = diámetro del pilote

$$E_f = 0.73$$

Luego procedemos a calcular la capacidad de carga del grupo de pilotes,

donde:

$$Q = E_f x (Q_f + Q_p)$$

$$Q = E_f x (\# \text{ pilotes}(Q_{f1} + Q_{f2}) + \# \text{ pilotes}(Q_p))$$

$$Q = 0.73 x 6 x (13525 + 7135.24 + 49572)$$

$$Q = 340244 \text{ kg}$$

$$Q_{ga} = \frac{Q_{gu}}{FS} = \frac{340244}{3} = 113415 \text{ kg}$$

Finalmente, comprobamos que la capacidad de carga admisible sea mayor a la carga última de la estructura:

$$\Rightarrow Q_{ga} > P_u$$

$$\Rightarrow 113415 > 104400 \quad \text{Cumple!}$$

### 3.2 Modelamiento del pilotaje en programa SAP2000

Similar al modelamiento de la superestructura en el programa SAP2000, procederemos a modelar la cimentación profunda.

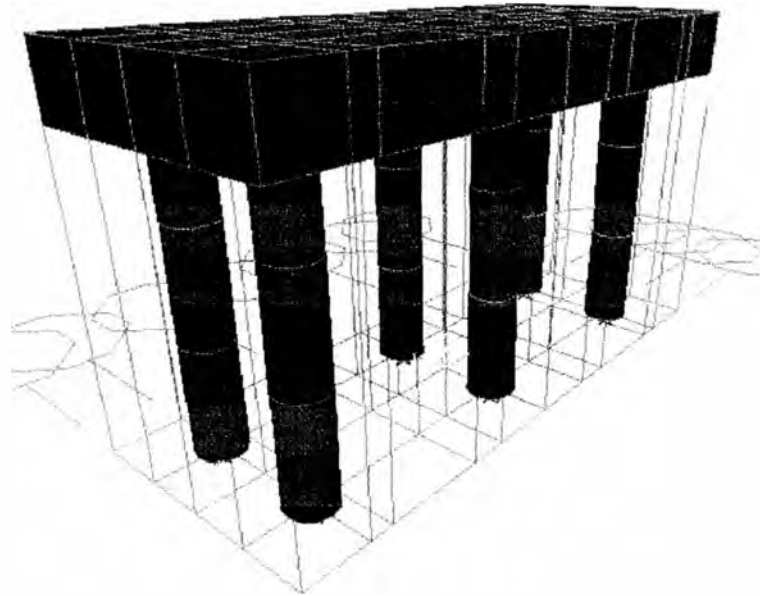


Figura N°18: Dimensionamiento del pilotaje

Para el análisis de los pilotes, necesitamos dividir las secciones cada metro ya que adecuaremos de una manera real la resistencia del terreno sobre al pilote mediante una constante de balasto “k” del resorte, la cual es proporcionada por el especialista en geotecnia.

Esta constante “k” será asignada cada metro según el gráfico adjunto:

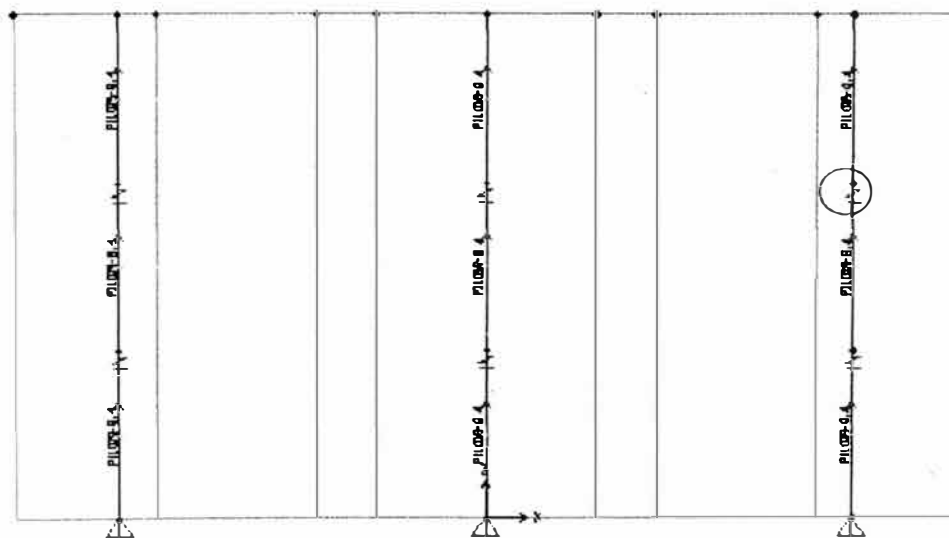


Figura N°19: Asignación de resortes en los pilotes

Para arenas húmedas (caso del hotel Embassy), la constante k está dada por la siguiente expresión:

$$k_n = n_h \cdot \frac{z}{D} \quad (\text{kN/m}^3)$$

Donde:

$$n_h = \left[ \left( \frac{N_c}{N_c \times 0.36 + 32} \right)^{1.7} + 0.03 \right] \times 1000 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$N_c$  = número de golpes obtenido del ensayo SPT

$z$  = profundidad de cimentación

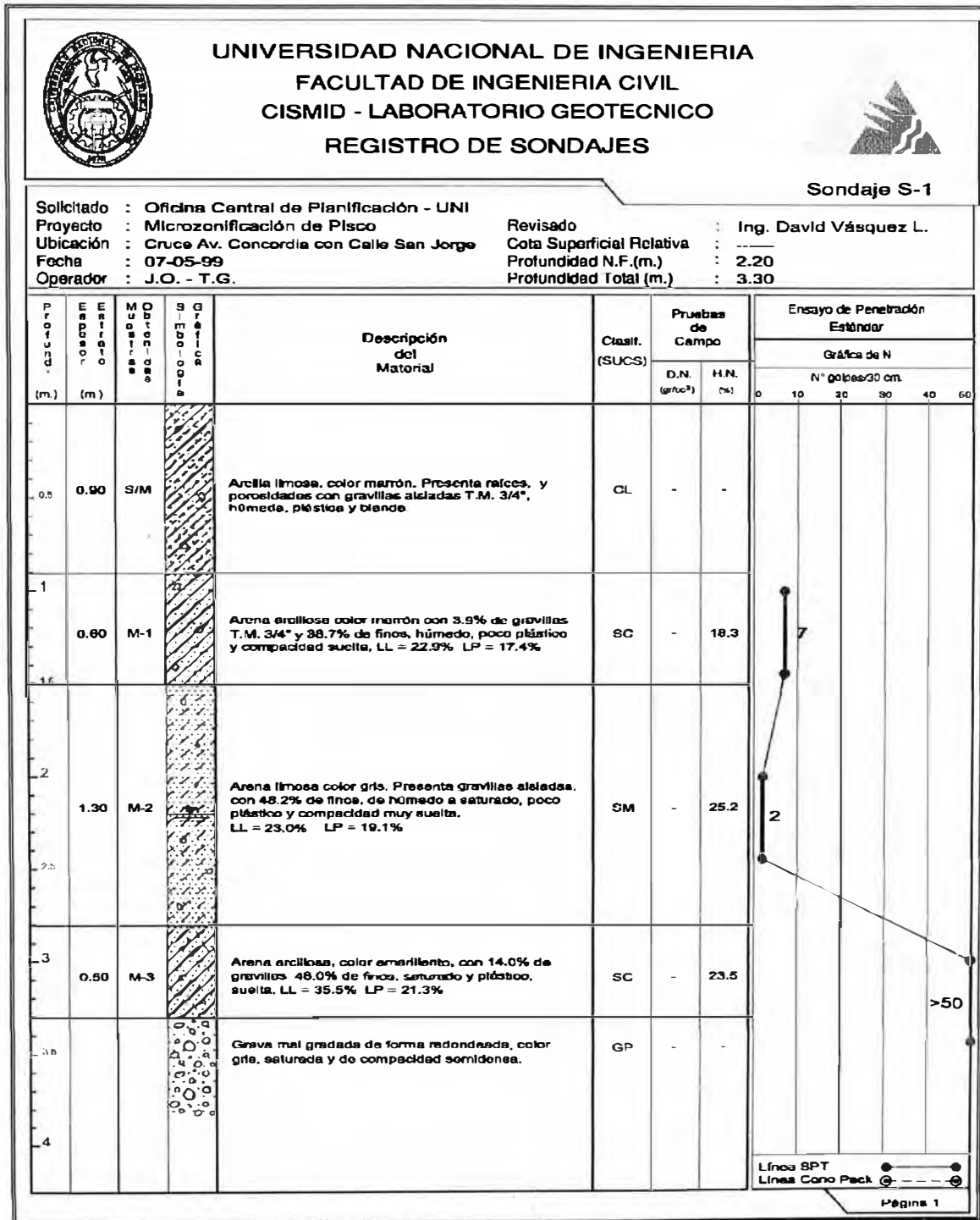
$D$  = diámetro del pilote

$k_n$  = módulo de subreacción horizontal del suelo (coeficiente de balasto)

Sin embargo para ingresar el valor de esta constante al programa, deberá ir multiplicada por el área de la sección, teniendo:

$$k_{SAP\ 2000} = k_n \cdot \left( \frac{\pi D^2}{4} \right)$$

Para determinar la estratificación y características del suelo del área en estudio se han considerado los ensayos de penetración estándar más próximos a dicha área, los cuales comprenden el SPT S-1, cuyas características se resumen en el siguiente cuadro:



Cuadro N°3: Registro de sondajes del Hotel Embassy

Para nuestro caso en particular, tenemos

Entonces:

$$N_c (1m) = 7$$

$$N_c (2m) = 2$$

$$D = 0.4 \text{ m}$$

z (m)	Nc (SPT)	$n_h$	$k_n$	$K_{SAP}$
1	7	963.66	2409.15	302.74
2	2	386.41	1932.05	242.79

Tabla N°16: Valores de constante "k" del terreno

### 3.3 Análisis y determinación de la carga de diseño

Con estos datos, procedemos a diseñar la cimentación profunda utilizando de base las cargas obtenidas en el anexo N°1, que a continuación se detallan:

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Output Case	Step Type	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
7	COMB1		50.88	4423.99	51640.93	-430.58	285.10	114.16
13	COMB1		90.93	-5099.54	53969.11	492.08	240.71	-63.87
325	COMB1		217.65	1553.67	47855.69	-3.65	98.10	134.14
333	COMB1		220.19	-2525.30	48491.09	9.34	93.04	-37.65

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Output Case	Step Type	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
7	COMB2	Max	199.28	6433.95	63954.78	-26.56	812.25	123.02
7	COMB2	Min	-118.01	684.29	19090.85	-666.28	-358.32	58.50
13	COMB2	Max	214.47	-1502.12	62551.33	686.87	822.28	2.50
13	COMB2	Min	-69.78	-6683.37	24125.91	102.88	-438.62	-104.41
325	COMB2	Max	376.16	4012.79	46827.92	17.48	331.76	161.12
325	COMB2	Min	-29.58	-1505.52	30099.63	-23.42	-175.49	52.02
333	COMB2	Max	377.85	616.52	44493.79	27.53	331.91	63.47
333	COMB2	Min	-27.25	-4663.85	33420.78	-12.58	-183.66	-123.83

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Output Case	Step Type	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
7	COMB3	Max	174.94	31147.69	247537.71	2715.40	392.17	268.36
7	COMB3	Min	-93.67	-24029.45	-164492.08	-3408.24	61.76	-86.84
13	COMB3	Max	207.57	23030.74	244026.48	3411.53	352.55	126.74
13	COMB3	Min	-62.88	-31216.23	-157349.24	-2621.78	31.11	-228.64
325	COMB3	Max	179.85	29063.87	106078.55	201.70	97.90	446.41
325	COMB3	Min	166.72	-26556.60	-29151.00	-207.65	58.36	-233.27
333	COMB3	Max	182.57	25594.02	101686.14	211.75	92.00	309.57
333	COMB3	Min	168.03	-29641.35	-23771.57	-196.81	56.25	-369.93

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Output Case	Step Type	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
7	COMB4	Max	181.56	4978.25	46887.73	115.07	710.48	81.88
7	COMB4	Min	-135.74	-771.41	2023.81	-524.66	-460.09	17.36
13	COMB4	Max	181.88	208.59	44528.22	521.64	737.02	24.96
13	COMB4	Min	-102.37	-4972.66	6102.80	-62.35	-523.88	-81.95
325	COMB4	Max	298.53	3513.83	30960.60	18.54	296.84	112.52
325	COMB4	Min	-107.21	-2004.47	14232.31	-22.35	-210.41	3.42
333	COMB4	Max	299.28	1473.86	28358.72	24.33	298.88	76.22
333	COMB4	Min	-105.82	-3806.51	17285.71	-15.78	-216.70	-111.09

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Output Case	Step Type	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
7	COMB5	Max	157.22	29691.99	230470.67	2857.03	290.41	227.22
7	COMB5	Min	-111.39	-25485.15	-181559.13	-3266.61	-40.01	-127.98
13	COMB5	Max	174.98	24741.45	226003.37	3246.30	267.29	149.19
13	COMB5	Min	-95.47	-29505.52	-175372.35	-2787.01	-54.15	-206.19
325	COMB5	Max	102.23	28564.92	90211.23	202.77	62.98	397.81
325	COMB5	Min	89.09	-27055.56	-45018.32	-206.58	23.44	-281.87
333	COMB5	Max	104.00	26451.36	85551.07	208.56	58.97	322.31
333	COMB5	Min	89.46	-28784.01	-39906.64	-200.01	23.21	-357.19

Tabla N°17: Reacciones en los nudos para todas las combinaciones

Sin embargo, para el diseño de los pilotes utilizaremos las fuerzas y momentos actuantes de las cargas vivas y muertas, para el análisis por carga viva, muerta y por sismo, las que se presentan a continuación:

TABLE: Joint Reactions									
Joint	Output Case	CaseType	Step Type	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
7	DEAD	LinStatic		25.46	2337.13	27173.08	-227.55	139.11	55.13
7	VIVA	LinStatic		7.05	510.16	6045.17	-49.59	42.46	17.48
7	SX	LinRespSpec	Max	158.65	2874.83	22431.96	319.86	585.28	32.26
7	SY	LinRespSpec	Max	134.3	27588.57	206014.9	306.82	165.21	177.6
13	DEAD	LinStatic		44.17	-2646.71	28128.34	255.16	118.41	-31.66
13	VIVA	LinStatic		13.71	-627.49	6542.55	60.74	35.05	-9.1
13	SX	LinRespSpec	Max	142.12	2590.62	19212.71	292	630.45	53.46
13	SY	LinRespSpec	Max	135.22	27123.48	200687.86	301.65	160.72	177.69
325	DEAD	LinStatic		106.29	838.53	25107.17	-2.12	48.02	64.41
325	VIVA	LinStatic		32.34	164.37	5663.85	-0.26	14.49	20.85
325	SX	LinRespSpec	Max	202.87	2759.15	8364.14	20.45	253.63	54.55
325	SY	LinRespSpec	Max	6.57	27810.24	67614.78	204.68	19.77	339.84
333	DEAD	LinStatic		107.48	-1295.92	25358.02	4.75	45.66	-19.38
333	VIVA	LinStatic		32.76	-323.02	5807.81	1.23	13.64	-4.77
333	SX	LinRespSpec	Max	202.55	2640.18	5536.5	20.05	257.79	93.65
333	SY	LinRespSpec	Max	7.27	27617.68	62728.86	204.28	17.88	339.75

Finalmente, analizaremos las fuerzas y momentos en la parte superior del pilote (estación 1) y de ahí obtenemos los valores máximos que serán usados para el diseño estructural del pilote.

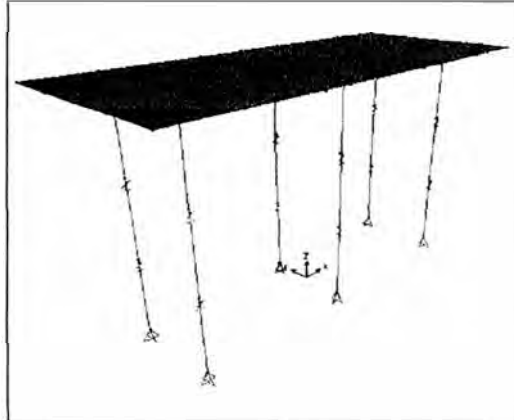


Figura N°20: Vista del diseño de pilotes

Los resultados completos de las fuerzas y momentos están presentadas en el Anexo N°2.

TABLE: Element forces - Frames							
Frame Text	Station m	Output Case	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
25	1	COMB1	86.35	45.09	183.11	-549.07	-135.21
25	1	COMB2	2487.36	165.73	340.06	-1019.66	-496.95
25	1	COMB3	13019.78	111.91	1980.14	-5937.35	-335.59
25	1	COMB4	2131.46	140.16	251.54	-754.23	-420.28
25	1	COMB5	12657.67	93.37	1921.16	-5760.5	-280.01
58	1	COMB1	-344.06	41.38	-20.9	62.66	-124.06
58	1	COMB2	1487.62	166.45	163.19	-489.33	-499.12
58	1	COMB3	15363.79	81.02	1832.55	-5494.81	-242.95
58	1	COMB4	1246.76	143.63	174.67	-523.75	-430.68
58	1	COMB5	15041.33	64.69	1840.75	-5519.38	-193.98
85	1	COMB1	-1549.07	32.94	-224.01	671.7	-98.77
85	1	COMB2	-179.86	150.39	-13.62	40.84	-450.93
85	1	COMB3	11302.72	43.49	1654.59	-4961.18	-130.35
85	1	COMB4	273.67	132.88	97.37	-291.96	-398.44
85	1	COMB5	11487.43	31.19	1729.62	-5186.15	-93.49

Tabla N°18: Resultados de fuerzas y momentos para todas las combinaciones

Para observar de una manera práctica el comportamiento de la cimentación al aplicarle las fuerzas de la superestructura, se presentan las gráficas de diagramas de momentos 2-2 y 3-3 en el Anexo N°3.



### 3.4 Programas de diseño

El programa de diseño que se utilizará para el diseño del pilotaje es el PCACOL, el cual permitirá calcular las dimensiones del acero de refuerzo según las dimensiones establecidas en el acápite anterior.

Como ya se habrá observado en el desarrollo del presente informe, la finalidad es diseñar la cimentación profunda del Hotel Embassy de Pisco, para lo cual de manera práctica hemos evaluado un conjunto de pilotes y en esta parte del informe se presentará la evaluación de un solo pilote.

Lo primero que se debe hacer es definir las propiedades de los materiales a utilizar en la fabricación del pilotaje, en este caso emplearemos pilotes de concreto armado con una resistencia a la compresión  $f_c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

Gráfico N°5: Propiedades del material del pilote

Seguidamente se define la cantidad de varillas de acero a utilizar, la cual estará definida por el diámetro de la varilla a usar.

Para este proyecto se ha decidido utilizar ocho (08) varillas de ¾", las cuales pesan alrededor de 2.2 kg/m lo que nos da un peso total de 52.8 kg de acero por cada pilote.

Si se calcula el volumen del fuste se obtiene un valor de 0.3769 m<sup>3</sup>, lo que finalmente nos da una relación de 140 kg/m<sup>3</sup> que se encuentra dentro de los parámetros establecidos para este tipo de diseños.

	TIPO	D (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	D (mm)	As (mm <sup>2</sup> )
1/4	#2	0.635	0.317	6.35	31.67
3/8	#3	0.953	0.713	9.53	71.25
1/2	#4	1.270	1.267	12.70	126.67
5/8	#5	1.588	1.979	15.88	197.93
3/4	#6	1.905	2.850	19.05	285.01
1	#8	2.540	5.067	25.40	506.69

Tabla N°19: Características de acero de refuerzo

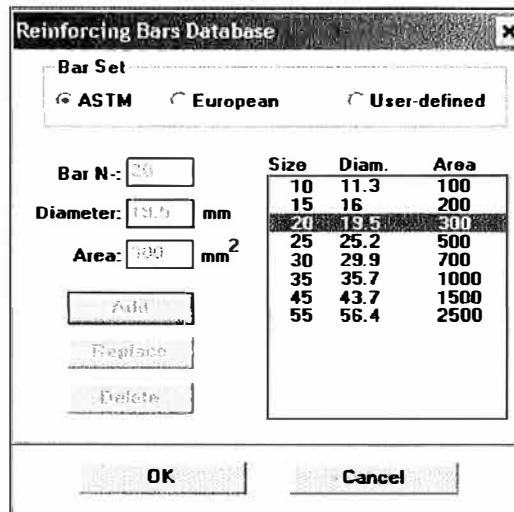


Gráfico N°6: Propiedades del acero de refuerzo del pilote

La finalidad de este programa es obtener una curva bajo la cual deben encontrarse todos los pares ordenados obtenidos en el ítem 3.2, mediante dimensiones preestablecidas en el análisis de la cimentación profunda emulado en el programa SAP2000.

Con todos estos datos y los resultados del ítem 3.2, nos damos cuenta que los resultados cumplen con la condición de diseño, por lo que se concluye que los pilotes tienen una altura de 3 m y 0.40 m de diámetro.

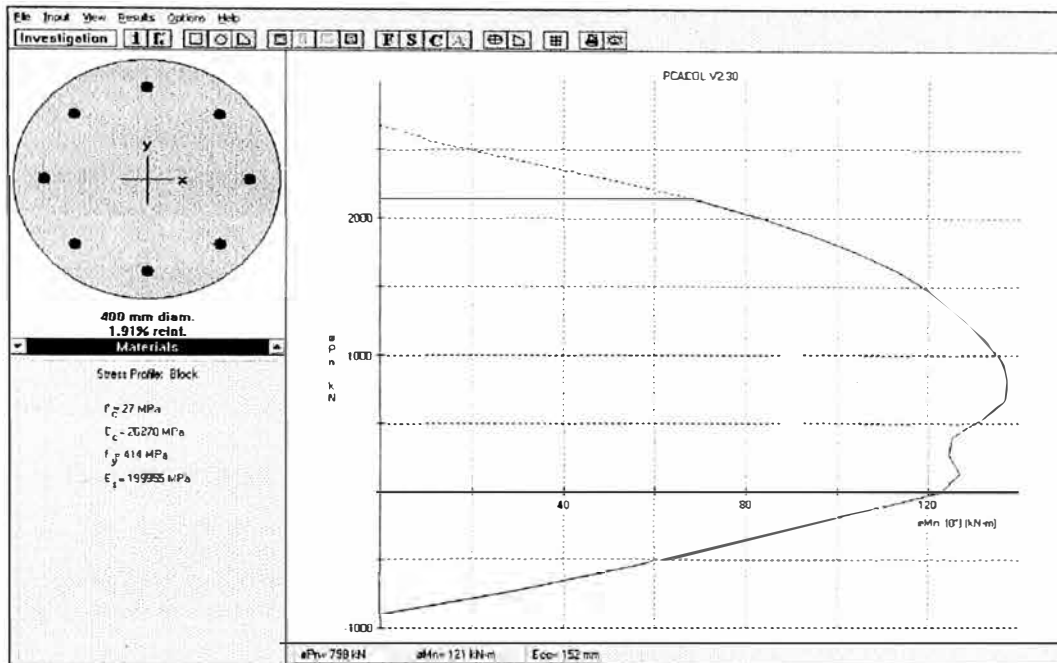


Gráfico N°7: Curva de diseño de pilotes

Finalmente, se culmina con el cálculo de los estribos del pilote, para lo cual se considera lo siguiente:

El reglamento ACI considera para zonas muy sísmicas que en cada nudo, la suma de sus capacidades últimas en flexión de las columnas sean por lo menos igual a 1.2 veces la suma de las capacidades últimas de las vigas que concurren a las caras del nudo, y si alguna columna no cumple con esta condición debe de llevar refuerzo transversal de confinamiento en toda su longitud.

**Refuerzo transversal.**- el Reglamento Nacional de Construcciones indica:

1.- Debe colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud  $l_0$  medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- a) Un sexto de la luz libre del elemento
- b) La máxima dimensión de la sección transversal del elemento
- c) 45 cm

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores:

- a) Un cuarto de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento

b) 10 cm

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cm de la cara del nudo.

2.- El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá de exceder 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, 15 cm o la mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.

Por otro lado, procederemos a diseñar la plataforma de concreto que servirá de base a los pilotes, para lo cual necesitaremos las siguientes consideraciones iniciales de la placa que trasmite los esfuerzos a dicha plataforma:

$$a = 320 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$\text{Peso muerto} = 60 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso vivo} = 12 \text{ Ton}$$

$$P_u = 26.6 \text{ Ton}$$

Para el predimensionamiento, consideramos que el peso propio de la zapata está en el orden del 10%, entonces:

$$P_{zapata} = P_d + P_l + 10\%P_d = 60 + 12 + 10\%.60 \quad P_{zapata} = 78 \text{ Ton}$$

$$A_{zapata} = \frac{P \times 1000}{\gamma} = \frac{78 \times 1000}{1.5} \quad A_{zapata} = 52000 \text{ cm}^2$$

$$L_{zapata} = \sqrt{A_{zapata}} = \sqrt{52000} \quad L_{zapata} = 228.035 \text{ cm}$$

$$A = 180 \text{ cm (menor longitud)}$$

$$B = 420 \text{ cm (menor longitud)}$$

### Determinación del peralte por punzonamiento.-

# pilotes = 6

$$Pu = P_{ur_x} \# \text{ pilotes} = 26.6 \times 6 \quad Pu = 159.6 \text{Ton}$$

Tanteando:

d = 50 cm

$$bo = (a + b) \times 2 = (320 + 15) \times 2 \quad bo = 670 \text{cm}$$

$$Vu = P_{u_x} \times 1000 = 159.6 \times 1000 \quad Vu = 159600 \text{kg}$$

$$V\gamma = \frac{Vu}{bo \cdot d} = \frac{159600}{670 \times 50} \quad V\gamma = 4.76418 \text{kg/cm}^2$$

$$V\gamma_{\text{máx}} = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'c} = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{280} \quad V\gamma_{\text{máx}} = 15.0766 \text{kg/cm}^2$$

$$V\gamma_{\text{máx}} > V\gamma \quad \text{Ok!}$$

### Comprobante del peralte por corte por flexión.-

# pilotes = 2 (sentido más corto)

$$Vu = P_{u_x} \times 1000 = 26.6 \times 2 \times 1000 \quad Vu = 53200 \text{kg}$$

$$V\gamma = \frac{Vu}{d \cdot A} = \frac{53200}{50 \times 180} \quad V\gamma = 5.91 \text{kg/cm}^2$$

$$V\gamma_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'c} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{280} \quad V\gamma_c = 7.54 \text{kg/cm}^2$$

$$V\gamma_c > V\gamma \quad \text{Ok!}$$

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'c} \times dx \times B = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{280} \times 50 \times 420 \quad \phi V_c = 158304 \text{kg}$$

$$\phi V_c > Vu \quad \text{Ok!}$$

### Verificación del peralte para el anclaje de armadura de la columna.-

Las barras están sometidas a compresión, en consecuencia:

db = 3/4"

Asec = 1.91 cm<sup>2</sup>

$$d = \frac{0.08 \times A_{sec} \times f_y}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.08 \times 1.91 \times 4200}{\sqrt{280}} \quad d = 38.35 \text{cm}$$

$$d = 0.004 \times A \sec x f_y = 0.004 \times 1.91 \times 4200 \quad d = 32.09 \text{ cm}$$

Se escoge el mayor y se incluye el recubrimiento:  $H = 48.35 \text{ cm}$

Diseño del refuerzo.-

L (eje entre pilotes) = 175

# pilotes = 1

d may = 50 cm

$$Mu = \left(L - \frac{b}{2}\right) \cdot 1000 \cdot \left(\frac{Pur}{2}\right) = \left(175 - \frac{15}{2}\right) \cdot 1000 \cdot \left(\frac{26.6}{2}\right) \quad Mu = 2'227,750 \text{ kg} - \text{cm}$$

	a:	0.5 cm	∅: 1" :	2.35 var	3
	As:	11.846 cm <sup>2</sup>	∅: 3/4" :	4.16 var	5
verificando	a:	0.50 cm	Ok ∅: 5/8" :	5.98 var	6
			∅: 1/2" :	9.18 var	10
	∅:	1"	5.05	1" @	133 cm
	∅:	3/4"	2.85	3/4" @	80 cm
	∅:	5/8"	1.98	5/8" @	67 cm
	∅:	1/2"	1.29	1/2" @	40 cm
	As min:	15.75 cm <sup>2</sup>			
			∅: 5/8" :	7.95 var	
			∅: 1/2" :	12.21 var	
	∅:	5/8"	1.98	5/8" @	50 cm
	∅:	1/2"	1.29	1/2" @	33 cm

Verificación por adherencia.-

$$As \frac{3}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 1.91 \text{ cm}$$

$$Id = \frac{0.06 \times As \times f_y}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.06 \times 2.85 \times 4200}{\sqrt{280}} \quad Id = 42.92 \text{ cm}$$

$$Id = 0.006 \times \phi_{\text{acero}} \times f_y = 0.006 \times 1.91 \times 4200 \quad Id = 48.13 \text{ cm}$$

Se toma el mayor:  $Id = 48 \text{ cm}$

$$\text{Tenemos: } \left(\frac{B-b}{2}\right) - 7.5 - \phi_{\text{acero}} = \left(\frac{420-15}{2}\right) - 7.5 - 1.91$$

$$193.89 \text{ cm} > 48 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Entonces, la altura de la zapata será de 0.60 m.

## CONCLUSIONES

- Debido al tipo de cimentación profunda que se propone, como lo es el pilotaje, no es necesario conocer el nivel de la napa freática, sin embargo para el proceso constructivo es importante porque se tendrá que ejecutar un abatimiento de la napa al encontrarse a 1.2 m de profundidad.
- De acuerdo a las mediciones tomadas en campo y a nuestros resultados del análisis dinámico, notamos que en el proyecto original que consideró un sistema aporcado, se debió considerar la idea de utilizar placas de concreto armado, puesto que del análisis obtenemos valores de desplazamientos mayores a los permitidos por la norma, producto de una sobrecarga en la edificación.
- El predimensionamiento de vigas y columnas para la nueva propuesta es acertado en el presente informe, ya que los resultados obtenidos guardan relación a lo real en campo, a pesar de no contar con planos estructurales para el desarrollo del proyecto.
- Las cargas, que la superestructura transfiere al terreno, son relativamente mayores para concebir la idea de zapatas, por lo que se plantea una alternativa de cimentación profunda resultantes de un análisis costo-beneficio.
- Según la herramienta de cálculo PCACOL y el predimensionamiento de la cimentación profunda en el programa SAP2000, las dimensiones resultantes del pilotaje son de 3 m de altura por 0.40 m de diámetro, considerando 10 pilotes por cada placa de la estructura.
- Se concluye que si bien es cierto la cimentación profunda cumple con las expectativas del proyecto, resulta ser menos económica que otras cimentaciones, por ejemplo plateas de cimentación.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un abatimiento de la napa freática para fines constructivos, puesto que con cualquier tipo de cimentación elegido se tendrían problemas.
- Es conveniente que la mano de obra sea calificada para no tener problemas de falta de estribos y otros.
- Se puede plantear el diseño de una cimentación con plateas de cimentación, puesto que se eliminaría el asentamiento diferencial producido en la estructura colapsada y es más económica para el contratista.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Braja M Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Internacional Thomson editores, Cuarta Edición 2001.
2. Instituto de la Construcción y Gerencia, Reglamento Nacional de Estructuras, Fondo Editorial ICG, Primera Edición, Mayo 2002
3. Kuroiwa Julio, Reducción de Desastres, Primera edición 2002.x
4. Mc Cormac Jack C., Diseño de Concreto Reforzado, Clemson University, Cuarta Edición 2002
5. UNI FIC CISMID, Reporte Preliminar Sismo de Ica del 15.08.2007 – Agosto del 2007.

# **ANEXOS**

**Anexo N°1**  
**Reacciones en los nudos**

**Reacciones en los nudos (Combinación 1)**

<b>TABLE: Joint Reactions</b>							
<b>Joint Text</b>	<b>Output Case</b>	<b>F1 Kgf</b>	<b>F2 Kgf</b>	<b>F3 Kgf</b>	<b>M1 Kgf-m</b>	<b>M2 Kgf-m</b>	<b>M3 Kgf-m</b>
1	COMB1	-2.68	451.66	53722.86	-563.48	-10.2	0.01329
2	COMB1	-2.68	894.26	81373.51	-1119.11	-10.2	0.01329
3	COMB1	6820.58	608.76	73845.36	-1592	531.33	-785.62
4	COMB1	-8090.3	1624.17	110678.31	-2844.47	-1189.77	788.12
5	COMB1	-8.45	2310.07	167006.6	-2868.96	-32.12	0.04201
6	COMB1	-6.34	784.21	82282.7	-980.1	-24.09	0.02265
7	COMB1	50.88	4423.99	51640.93	-430.58	285.1	114.16
8	COMB1	-2.7	-353.54	131400.91	447.25	-10.27	0.01329
9	COMB1	-2.7	-352.39	183336.23	445.77	-10.27	0.01329
10	COMB1	-2.7	-354.79	223749.45	448.73	-10.27	0.01329
11	COMB1	-2.7	-427.41	219901.58	539.83	-10.27	0.01329
12	COMB1	-144.72	6179.61	71254.67	-601.31	-520.74	-159.35
13	COMB1	90.93	-5099.54	53969.11	492.08	240.71	-63.87
14	COMB1	-2.72	17.77	109766.82	-18.85	-10.32	0.01329
15	COMB1	-2.72	-111.71	149680.06	143.65	-10.32	0.01329
16	COMB1	-2.72	-144.52	186803.37	184.78	-10.32	0.01329
17	COMB1	-2.72	26.7	193405.04	-30.21	-10.32	0.01329
18	COMB1	-158.93	-6879.8	73497.61	664.19	-508.25	143.47
19	COMB1	-2.73	-174.52	42496.81	222.56	-10.38	0.01329
20	COMB1	-2.73	-426.33	67284.8	538.63	-10.38	0.01329
21	COMB1	6441.39	-343.19	66741.15	891.95	493.53	422.77
22	COMB1	-6685.7	-321.53	80043.34	1124.33	-570.23	-651.78
23	COMB1	-2.73	-690.6	125321.88	870.21	-10.38	0.01329
24	COMB1	-2.73	-261.82	62517.36	331.9	-10.38	0.01329
153	COMB1	3928.31	1039.39	89232.42	-558.62	4.84	-771.84
161	COMB1	-3074	1046.58	94856.61	-483.38	-8.53	640.83
239	COMB1	4136.26	-716.18	81559.2	351.66	6.15	283.51
247	COMB1	-2918.4	-752.08	87680.75	399.01	-5.69	-722.72
325	COMB1	217.65	1553.67	47855.69	-3.65	98.1	134.14
333	COMB1	220.19	-2525.3	48491.09	9.34	93.04	-37.65
411	COMB1	-390.1	2283.86	65712.67	-5.82	-190.93	-163.43
419	COMB1	-391.29	-3309.47	66309.9	11.76	-189.51	132.59

Reacciones en los nudos (Combinación 2)

TABLE: Joint Reactions							
Joint Text	Output Case	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
1	COMB2	87.31	431.96	46535.09	-296.2	331.76	6.2
1	COMB2	-91.55	285.12	39477.34	-598.49	-347.88	-6.18
2	COMB2	87.31	746.62	74010.32	-794.71	331.76	6.2
2	COMB2	-91.55	668.29	55834.96	-976.02	-347.88	-6.18
3	COMB2	29727.02	497.96	197892.42	-1175.49	2187.09	-548.77
3	COMB2	-18781.37	463.46	-79483.11	-1341.5	-1334.45	-694.28
4	COMB2	19213.12	1296.09	248559.28	-2157.64	2628.78	687.02
4	COMB2	-32179.96	1269.36	-71470.67	-2335.68	-4534.01	557.92
5	COMB2	274.97	1877.65	135951.19	-2107.56	1044.9	19.58
5	COMB2	-288.33	1770.41	130049.22	-2423.28	-1095.67	-19.52
6	COMB2	206.23	704.34	69489.14	-594.92	783.67	10.56
6	COMB2	-216.25	536.72	61928.04	-956.23	-821.75	-10.52
7	COMB2	199.28	6433.95	63954.78	-26.56	812.25	123.02
7	COMB2	-118.01	684.29	19090.85	-666.28	-358.32	58.5
8	COMB2	91.4	-232.36	105487.66	455.3	347.3	6.2
8	COMB2	-95.67	-326.79	103611.13	252	-363.54	-6.18
9	COMB2	91.4	-236.71	146421.05	418.15	347.3	6.2
9	COMB2	-95.67	-318.99	144972.01	284.76	-363.54	-6.18
10	COMB2	91.4	-240.29	179499.66	402.23	347.3	6.2
10	COMB2	-95.67	-318.29	175827.39	304.2	-363.54	-6.18
11	COMB2	91.4	-302.04	175333.01	498.17	347.3	6.2
11	COMB2	-95.67	-371.87	173908.29	352.95	-363.54	-6.18
12	COMB2	23.66	7555.6	78033.34	-186.14	146.62	-99.76
12	COMB2	-254.85	2339.94	36024.22	-776.77	-977.13	-154.18
13	COMB2	214.47	-1502.12	62551.33	686.87	822.28	2.5
13	COMB2	-69.78	-6683.37	24125.91	102.88	-438.62	-104.41
14	COMB2	94.66	77.41	88119.47	106.98	359.72	6.2
14	COMB2	-98.96	-49.47	86696.53	-136.65	-376.04	-6.18
15	COMB2	94.66	9.44	122071.91	260.36	359.72	6.2
15	COMB2	-98.96	-187.56	116009.15	-31.42	-376.04	-6.18
16	COMB2	94.66	-41.52	153438.14	239.96	359.72	6.2
16	COMB2	-98.96	-188.78	143412.79	54.4	-376.04	-6.18
17	COMB2	94.66	60.36	154334.03	54.56	359.72	6.2
17	COMB2	-98.96	-18.56	153049.04	-101.87	-376.04	-6.18
18	COMB2	4.91	-3052.89	77932.84	810.34	190.69	155.65
18	COMB2	-258.38	-7945.71	39618.92	251.42	-1001.71	73.47
19	COMB2	98.23	-49.64	36532.06	346.68	373.26	6.2
19	COMB2	-102.54	-227.02	31607.19	6.07	-389.67	-6.18
20	COMB2	98.23	-275.49	62497.37	545.36	373.26	6.2
20	COMB2	-102.54	-399.09	45017.48	306.84	-389.67	-6.18
21	COMB2	31144.72	-247.11	203761.2	897.45	2288.64	503.04
21	COMB2	-20793.67	-295.21	-96543.37	513.98	-1495.36	166.82
22	COMB2	20916.55	-225.43	218512.5	1022.52	1461.98	-365.59
22	COMB2	-31649.75	-282.44	-90254.25	755.34	-2376.38	-665.67
23	COMB2	98.23	-509.17	102823.29	760.63	373.26	6.2
23	COMB2	-102.54	-581.23	96913.88	613.31	-389.67	-6.18
24	COMB2	98.23	-122.8	51946.03	424.03	373.26	6.2
24	COMB2	-102.54	-290.7	47965.25	100.08	-389.67	-6.18

**Reacciones en los nudos (Combinación 2)**

<b>TABLE: Joint Reactions</b>							
<b>Joint Text</b>	<b>Output Case</b>	<b>F1 Kgf</b>	<b>F2 Kgf</b>	<b>F3 Kgf</b>	<b>M1 Kgf-m</b>	<b>M2 Kgf-m</b>	<b>M3 Kgf-m</b>
153	COMB2	34798.55	853.66	130976.05	-415.03	152.07	-479.73
153	COMB2	-28497.72	789.6	12046.09	-468.05	-144.23	-742.46
161	COMB2	28104.12	848.77	120254.92	-362.57	144.62	631.54
161	COMB2	-33044.65	805.51	31657.3	-401.22	-158.32	379.78
239	COMB2	36453.43	-518.41	123809.45	328.66	165.74	532.83
239	COMB2	-29816.52	-615.2	7133.15	227.68	-155.81	-82.9
247	COMB2	30931.62	-572.84	133476.74	336.85	155.91	-282.57
247	COMB2	-35634	-617.39	7149.72	294.15	-165.07	-860.51
325	COMB2	376.16	4012.79	46827.92	17.48	331.76	161.12
325	COMB2	-29.58	-1505.52	30099.63	-23.42	-175.49	52.02
333	COMB2	377.85	616.52	44493.79	27.53	331.91	63.47
333	COMB2	-27.25	-4663.85	33420.78	-12.58	-183.66	-123.83
411	COMB2	-120.85	4274.69	59971.57	13.97	92.09	-85.88
411	COMB2	-501.48	-610.24	45188.67	-23.37	-396.65	-174.34
419	COMB2	-121.61	-266.49	58764.8	27.84	96.12	178.36
419	COMB2	-502.61	-5017.92	47322.12	-9.07	-398.47	33.63

**Reacciones en los nudos (Combinación 3)**

<b>TABLE: Joint Reactions:</b>							
<b>Joint Text</b>	<b>Output Case</b>	<b>F1 Kgf</b>	<b>F2 Kgf</b>	<b>F3 Kgf</b>	<b>M1 Kgf-m</b>	<b>M2 Kgf-m</b>	<b>M3 Kgf-m</b>
1	COMB3	-0.4	1083.79	55618.95	1044.93	-1.51	1.08
1	COMB3	-3.84	-366.71	30393.48	-1939.62	-14.61	-1.06
2	COMB3	-0.4	1274.2	71902.33	410.07	-1.51	1.08
2	COMB3	-3.84	140.71	57942.95	-2180.79	-14.61	-1.06
3	COMB3	6053.15	745.77	66004.29	351.79	479.79	-261.41
3	COMB3	4892.51	215.65	52405.03	-2868.77	372.85	-981.64
4	COMB3	-6107.94	2089.66	91118.33	1338.28	-903.53	974.03
4	COMB3	-6858.9	475.79	85970.28	-5831.6	-1001.71	270.91
5	COMB3	-1.25	2970.17	141661.83	1038.89	-4.76	3.43
5	COMB3	-12.11	677.89	124338.58	-5569.74	-46.02	-3.36
6	COMB3	-0.94	1503.2	80098.67	1129.46	-3.57	1.85
6	COMB3	-9.08	-262.14	51318.51	-2680.61	-34.51	-1.81
7	COMB3	174.94	31147.69	247537.71	2715.4	392.17	268.36
7	COMB3	-93.67	-24029.45	-164492.08	-3408.24	61.76	-86.84
8	COMB3	-1.6	425.28	114115.77	1822.48	-6.1	1.08
8	COMB3	-2.67	-984.43	94983.03	-1115.19	-10.14	-1.06
9	COMB3	-1.6	478.66	145922.61	1887.4	-6.1	1.08
9	COMB3	-2.67	-1034.36	145470.45	-1184.48	-10.14	-1.06
10	COMB3	-1.6	501.84	178668.15	1923.89	-6.1	1.08
10	COMB3	-2.67	-1060.42	176658.9	-1217.45	-10.14	-1.06
11	COMB3	-1.6	425.52	177289.82	1976.63	-6.1	1.08
11	COMB3	-2.67	-1099.43	171951.47	-1125.51	-10.14	-1.06
12	COMB3	-46.13	32743.45	269564.99	2629.02	-329.64	-33.62
12	COMB3	-185.07	-22847.92	-155507.43	-3591.93	-500.87	-220.32
13	COMB3	207.57	23030.74	244026.48	3411.53	352.55	126.74
13	COMB3	-62.88	-31216.23	-157349.24	-2621.78	31.11	-228.64
14	COMB3	-0.98	739.23	93092.29	1479.62	-3.73	1.08
14	COMB3	-3.31	-711.29	81723.72	-1509.29	-12.59	-1.06
15	COMB3	-0.98	687.04	123573.24	1675	-3.73	1.08
15	COMB3	-3.31	-865.16	114507.82	-1446.05	-12.59	-1.06
16	COMB3	-0.98	669.5	153067.71	1722.26	-3.73	1.08
16	COMB3	-3.31	-899.8	143783.22	-1427.91	-12.59	-1.06
17	COMB3	-0.98	768.78	154456.22	1509.09	-3.73	1.08
17	COMB3	-3.31	-726.99	152926.86	-1556.39	-12.59	-1.06
18	COMB3	-57.9	21855.73	266270.7	3598.51	-315.99	207.67
18	COMB3	-195.57	-32854.32	-148718.95	-2536.75	-495.04	21.45
19	COMB3	0.04764	698.45	56325.72	1808.67	0.18	1.08
19	COMB3	-4.37	-975.12	11813.54	-1455.91	-16.59	-1.06
20	COMB3	0.04764	277.28	64884.03	1781.56	0.18	1.08
20	COMB3	-4.37	-951.85	42630.82	-929.36	-16.59	-1.06
21	COMB3	5999.39	29.84	63322.7	2390.38	472.21	717.09
21	COMB3	4351.65	-572.16	43895.13	-978.95	321.07	-47.23
22	COMB3	-4982.26	42.06	66854.83	2588.05	-431.31	-119.55
22	COMB3	-5750.95	-549.92	61403.42	-810.19	-483.09	-911.71
23	COMB3	0.04764	62.96	110362.15	2044.22	0.18	1.08
23	COMB3	-4.37	-1153.37	89375.01	-670.28	-16.59	-1.06
24	COMB3	0.04764	659.21	73898.51	1946.89	0.18	1.08
24	COMB3	-4.37	-1072.7	26012.77	-1422.77	-16.59	-1.06

Reacciones en los nudos (Combinación 3)

TABLE: Joint Reactions							
Joint Text	Output Case	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
153	COMB3	3558.95	1504.51	77079.53	463.15	6.09	-182.27
153	COMB3	2741.88	138.75	65942.61	-1346.22	1.75	-1039.9
161	COMB3	-2051.11	1517.39	79040.12	474.02	-4.86	886.83
161	COMB3	-2889.42	136.89	72872.1	-1237.81	-8.83	124.49
239	COMB3	3800.1	189.91	73666.63	1224.4	7.62	643.45
239	COMB3	2836.81	-1323.52	57275.97	-668.06	2.32	-193.51
247	COMB3	-1919.79	163.46	75124.56	1264.28	-2.45	-127.73
247	COMB3	-2782.58	-1353.69	65501.89	-633.28	-6.71	-1015.4
325	COMB3	179.85	29063.87	106078.55	201.7	97.9	446.41
325	COMB3	166.72	-26556.6	-29151	-207.65	58.36	-233.27
333	COMB3	182.57	25594.02	101686.14	211.75	92	309.57
333	COMB3	168.03	-29641.35	-23771.57	-196.81	56.25	-369.93
411	COMB3	-307.33	29324.99	122403.84	200.47	-143.15	47.08
411	COMB3	-315.01	-25660.54	-17243.6	-209.87	-161.41	-307.31
419	COMB3	-308.58	24668.26	118246.35	214.16	-140.38	283.13
419	COMB3	-315.63	-29952.67	-12159.43	-195.39	-161.97	-71.15

**Reacciones en los nudos (Combinación 4)**

<b>TABLE: Joint Reactions</b>							
<b>Joint Text</b>	<b>Output Case</b>	<b>F1 Kgf</b>	<b>F2 Kgf</b>	<b>F3 Kgf</b>	<b>M1 Kgf-m</b>	<b>M2 Kgf-m</b>	<b>M3 Kgf-m</b>
1	COMB4	88.32	267.33	28147.15	-90.95	335.6	6.19
1	COMB4	-90.54	120.48	21089.4	-393.24	-344.04	-6.18
2	COMB4	88.32	412.59	45432.94	-376.8	335.6	6.19
2	COMB4	-90.54	334.26	27257.59	-558.11	-344.04	-6.18
3	COMB4	27435.07	267.62	172915.81	-577.68	2008.47	-255.4
3	COMB4	-21073.32	233.12	-104459.72	-743.69	-1513.07	-400.9
4	COMB4	21959.03	682.23	210491.44	-1083.15	3035.4	389.27
4	COMB4	-29434.06	655.5	-109538.5	-1261.19	-4127.39	260.17
5	COMB4	278.15	1003.21	76492.07	-1021.88	1056.98	19.57
5	COMB4	-285.15	895.97	70590.11	-1337.6	-1083.58	-19.53
6	COMB4	208.61	411.86	40793.56	-229.54	792.74	10.55
6	COMB4	-213.87	244.24	33232.46	-590.86	-812.69	-10.53
7	COMB4	181.56	4978.25	46887.73	115.07	710.48	81.88
7	COMB4	-135.74	-771.41	2023.81	-524.66	-460.09	17.36
8	COMB4	92.41	-99.92	58388.93	287.65	351.16	6.19
8	COMB4	-94.65	-194.35	56512.4	84.35	-359.68	-6.18
9	COMB4	92.41	-102	80124.83	247.67	351.16	6.19
9	COMB4	-94.65	-184.28	78675.79	114.27	-359.68	-6.18
10	COMB4	92.41	-103.17	98094.22	228.75	351.16	6.19
10	COMB4	-94.65	-181.18	94421.95	130.72	-359.68	-6.18
11	COMB4	92.41	-138.5	95368.81	291.54	351.16	6.19
11	COMB4	-94.65	-208.34	93944.09	146.31	-359.68	-6.18
12	COMB4	74.04	5443.38	53604.88	19.38	330.21	-43.25
12	COMB4	-204.48	227.71	11595.75	-571.25	-793.54	-97.68
13	COMB4	181.88	208.59	44528.22	521.64	737.02	24.96
13	COMB4	-102.37	-4972.66	6102.8	-62.35	-523.88	-81.95
14	COMB4	95.68	70.48	49013.57	114.28	363.6	6.19
14	COMB4	-97.94	-56.4	47590.63	-129.34	-372.16	-6.18
15	COMB4	95.68	48.89	68246.28	209.45	363.6	6.19
15	COMB4	-97.94	-148.11	62183.52	-82.33	-372.16	-6.18
16	COMB4	95.68	9.73	85800.57	174.25	363.6	6.19
16	COMB4	-97.94	-137.53	75775.21	-11.31	-372.16	-6.18
17	COMB4	95.68	49.64	84374.82	66.66	363.6	6.19
17	COMB4	-97.94	-29.28	83089.83	-89.77	-372.16	-6.18
18	COMB4	60.93	-671.16	52575.91	580.29	369.13	105.57
18	COMB4	-202.36	-5563.98	14261.99	21.37	-823.27	23.38
19	COMB4	99.25	14.64	22152.8	264.57	377.16	6.19
19	COMB4	-101.52	-162.73	17227.93	-76.04	-385.77	-6.18
20	COMB4	99.25	-116.29	39117.62	344.11	377.16	6.19
20	COMB4	-101.52	-239.88	21637.73	105.59	-385.77	-6.18
21	COMB4	29003.27	-117.79	181519.35	564.59	2124.89	346.67
21	COMB4	-22935.12	-165.9	-118785.22	181.12	-1659.12	10.45
22	COMB4	23156.51	-103.88	191291.19	600.76	1654.78	-122.1
22	COMB4	-29409.79	-160.89	-117475.56	333.58	-2183.59	-422.2
23	COMB4	99.25	-247.45	58421.35	430.75	377.16	6.19
23	COMB4	-101.52	-319.52	52511.94	283.43	-385.77	-6.18
24	COMB4	99.25	-23.74	30246.67	298.36	377.16	6.19
24	COMB4	-101.52	-191.64	26265.89	-25.59	-385.77	-6.18



**Reacciones en los nudos (Combinación 4)**

<b>TABLE: Joint Reactions</b>							
<b>Joint Text</b>	<b>Output Case</b>	<b>F1 Kgf</b>	<b>F2 Kgf</b>	<b>F3 Kgf</b>	<b>M1 Kgf-m</b>	<b>M2 Kgf-m</b>	<b>M3 Kgf-m</b>
153	COMB4	33472.99	463.31	100695.53	-205.08	150.57	-193
153	COMB4	-29823.28	399.26	-18234.42	-258.1	-145.74	-455.8
161	COMB4	29124.78	455.15	87859.35	-180.32	147.49	387.85
161	COMB4	-32023.98	411.9	-738.27	-218.97	-155.45	136.09
239	COMB4	35061.93	-251.68	96496.57	197.2	163.78	429.19
239	COMB4	-31208.01	-348.46	-20179.74	96.22	-157.77	-186.5
247	COMB4	31880.96	-292.39	103874.41	187.28	157.76	-11.92
247	COMB4	-34684.66	-336.94	-22452.62	144.58	-163.22	-589.9
325	COMB4	298.53	3513.83	30960.6	18.54	296.84	112.52
325	COMB4	-107.21	-2004.47	14232.31	-22.35	-210.41	3.42
333	COMB4	299.28	1473.86	28358.72	24.33	298.88	76.22
333	COMB4	-105.82	-3806.51	17285.71	-15.78	-216.7	-111.1
411	COMB4	16.36	3506.08	37399.55	15.83	159.31	-27.56
411	COMB4	-364.28	-1378.85	22616.66	-21.52	-329.43	-116
419	COMB4	16.06	889.8	35939.37	23.71	162.75	132.48
419	COMB4	-364.94	-3861.63	24496.69	-13.2	-331.84	-12.25

Reacciones en los nudos (Combinación 5)

TABLE: Joint Reactions							
Joint Text	Output Case	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
1	COMB5	0.61	919.16	37231.01	1250.19	2.33	1.08
1	COMB5	-2.84	-531.35	12005.54	-1734.37	-10.77	-1.07
2	COMB5	0.61	940.17	43324.96	827.98	2.33	1.08
2	COMB5	-2.84	-193.33	29365.58	-1762.88	-10.77	-1.07
3	COMB5	3761.19	515.43	41027.68	949.6	301.17	31.99
3	COMB5	2600.55	-14.69	27428.41	-2270.96	194.23	-688.24
4	COMB5	-3362.03	1475.8	53050.5	2412.77	-496.91	676.28
4	COMB5	-4113	-138.07	47902.44	-4757.11	-595.09	-26.84
5	COMB5	1.93	2095.73	82202.71	2124.58	7.33	3.41
5	COMB5	-8.93	-196.55	64879.46	-4484.06	-33.93	-3.37
6	COMB5	1.45	1210.72	51403.09	1494.84	5.5	1.84
6	COMB5	-6.7	-554.62	22622.93	-2315.24	-25.45	-1.82
7	COMB5	157.22	29691.99	230470.67	2857.03	290.41	227.22
7	COMB5	-111.39	-25485.15	-181559.13	-3266.61	-40.01	-127.98
8	COMB5	-0.59	557.72	67017.04	1654.84	-2.24	1.08
8	COMB5	-1.65	-851.99	47884.29	-1282.83	-6.28	-1.07
9	COMB5	-0.59	613.37	79626.39	1716.91	-2.24	1.08
9	COMB5	-1.65	-899.65	79174.24	-1354.97	-6.28	-1.07
10	COMB5	-0.59	638.95	97262.71	1750.4	-2.24	1.08
10	COMB5	-1.65	-923.31	95253.46	-1390.94	-6.28	-1.07
11	COMB5	-0.59	589.06	97325.62	1769.99	-2.24	1.08
11	COMB5	-1.65	-935.9	91987.27	-1332.15	-6.28	-1.07
12	COMB5	4.25	30631.23	245136.53	2834.54	-146.05	22.88
12	COMB5	-134.69	-24960.14	-179935.9	-3386.41	-317.28	-163.82
13	COMB5	174.98	24741.45	226003.37	3246.3	267.29	149.19
13	COMB5	-95.47	-29505.52	-175372.35	-2787.01	-54.15	-206.19
14	COMB5	0.03829	732.3	53986.39	1486.92	0.15	1.08
14	COMB5	-2.29	-718.22	42617.82	-1501.99	-8.71	-1.07
15	COMB5	0.03829	726.49	69747.61	1624.09	0.15	1.08
15	COMB5	-2.29	-825.71	60682.19	-1496.97	-8.71	-1.07
16	COMB5	0.03829	720.75	85430.14	1656.56	0.15	1.08
16	COMB5	-2.29	-848.55	76145.64	-1493.61	-8.71	-1.07
17	COMB5	0.03829	758.07	84497	1521.18	0.15	1.08
17	COMB5	-2.29	-737.7	82967.64	-1544.3	-8.71	-1.07
18	COMB5	-1.88	24237.46	240913.77	3368.46	-137.55	157.59
18	COMB5	-139.55	-30472.59	-174075.88	-2766.8	-316.6	-28.64
19	COMB5	1.07	762.74	41946.45	1726.56	4.08	1.08
19	COMB5	-3.34	-910.83	-2565.73	-1538.02	-12.69	-1.07
20	COMB5	1.07	436.48	41504.28	1580.31	4.08	1.08
20	COMB5	-3.34	-792.65	19251.07	-1130.61	-12.69	-1.07
21	COMB5	3857.94	159.16	41080.85	2057.52	308.46	560.72
21	COMB5	2210.21	-442.85	21653.28	-1311.81	157.31	-203.6
22	COMB5	-2742.29	163.6	39633.52	2166.29	-238.51	123.9
22	COMB5	-3510.98	-428.37	34182.11	-1231.95	-290.29	-668.25
23	COMB5	1.07	324.68	65960.22	1714.34	4.08	1.08
23	COMB5	-3.34	-891.65	44973.07	-1000.17	-12.69	-1.07
24	COMB5	1.07	758.27	52199.15	1821.21	4.08	1.08
24	COMB5	-3.34	-973.64	4313.41	-1548.45	-12.69	-1.07

Reacciones en los nudos (Combinación 5)

TABLE: Joint Reactions							
Joint Text	Output Case	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
153	COMB5	2233.39	1114.17	46799.01	673.1	4.58	104.42
153	COMB5	1416.33	-251.6	35662.1	-1136.27	0.24	-753.22
161	COMB5	-1030.45	1123.78	46644.55	656.27	-2	643.13
161	COMB5	-1868.76	-256.73	40476.53	-1055.56	-5.97	-119.2
239	COMB5	2408.6	456.64	46353.74	1092.94	5.66	539.8
239	COMB5	1445.32	-1056.78	29963.08	-799.52	0.36	-297.15
247	COMB5	-970.46	443.91	45522.23	1114.71	-0.6	142.92
247	COMB5	-1833.25	-1073.24	35899.56	-782.85	-4.86	-744.7
325	COMB5	102.23	28564.92	90211.23	202.77	62.98	397.81
325	COMB5	89.09	-27055.56	-45018.32	-206.58	23.44	-281.87
333	COMB5	104	26451.36	85551.07	208.56	58.97	322.31
333	COMB5	89.46	-28784.01	-39906.64	-200.01	23.21	-357.19
411	COMB5	-170.12	28556.38	99831.82	202.33	-75.94	105.41
411	COMB5	-177.8	-26429.15	-39815.61	-208.02	-94.19	-248.98
419	COMB5	-170.92	25824.55	95420.92	210.03	-73.75	237.26
419	COMB5	-177.97	-28796.38	-34984.86	-199.51	-95.33	-117.03

**Anexo N°2**  
**Fuerzas y momentos en los elementos**

**Fuerzas y momentos en los elementos (Combinación 1)**

<b>TABLE: Element Forces - Frames</b>							
Frame Text	Station m	OutputCase Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
25	0	COMB1	-366.04	45.09	183.11	-365.96	-90.12
25	0.5	COMB1	-139.84	45.09	183.11	-457.52	-112.66
25	1	COMB1	86.35	45.09	183.11	-549.07	-135.21
58	0	COMB1	-796.44	41.38	-20.9	41.76	-82.69
58	0.5	COMB1	-570.25	41.38	-20.9	52.21	-103.38
58	1	COMB1	-344.06	41.38	-20.9	62.66	-124.06
85	0	COMB1	-2001.46	32.94	-224.01	447.68	-65.83
85	0.5	COMB1	-1775.27	32.94	-224.01	559.69	-82.3
85	1	COMB1	-1549.07	32.94	-224.01	671.7	-98.77

**Fuerzas y momentos en los elementos (Combinación 2)**

<b>TABLE: Element Forces - Frames</b>							
Frame Text	Station m	OutputCase Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
25	0	COMB2	2034.97	165.73	340.06	-679.6	-331.22
25	0.5	COMB2	2261.17	165.73	340.06	-849.63	-414.08
25	1	COMB2	2487.36	165.73	340.06	-1019.66	-496.95
58	0	COMB2	1035.23	166.45	163.19	-326.14	-332.67
58	0.5	COMB2	1261.42	166.45	163.19	-407.74	-415.89
58	1	COMB2	1487.62	166.45	163.19	-489.33	-499.12
85	0	COMB2	-632.25	150.39	-13.62	27.22	-300.54
85	0.5	COMB2	-406.06	150.39	-13.62	34.03	-375.73
85	1	COMB2	-179.86	150.39	-13.62	40.84	-450.93

**Fuerzas y momentos en los elementos (Combinación 3)**

<b>TABLE: Element Forces - Frames</b>							
Frame Text	Station m	OutputCase Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
25	0	COMB3	12642.8	111.91	1980.14	-3957.21	-223.68
25	0.5	COMB3	12831.3	111.91	1980.14	-4947.28	-279.63
25	1	COMB3	13019.8	111.91	1980.14	-5937.35	-335.59
58	0	COMB3	14986.8	81.02	1832.55	-3662.26	-161.92
58	0.5	COMB3	15175.3	81.02	1832.55	-4578.53	-202.43
58	1	COMB3	15363.8	81.02	1832.55	-5494.81	-242.95
85	0	COMB3	10925.7	43.49	1654.59	-3306.59	-86.87
85	0.5	COMB3	11114.2	43.49	1654.59	-4133.89	-108.61
85	1	COMB3	11302.7	43.49	1654.59	-4961.18	-130.35

**Fuerzas y momentos en los elementos (Combinación 4)**

<b>TABLE: Element Forces - Frames</b>							
Frame Text	Station m	OutputCase Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
25	0	COMB4	1860.03	140.16	251.54	-502.69	-280.12
25	0.5	COMB4	1995.74	140.16	251.54	-628.46	-350.2
25	1	COMB4	2131.46	140.16	251.54	-754.23	-420.28
58	0	COMB4	975.33	143.63	174.67	-349.08	-287.05
58	0.5	COMB4	1111.04	143.63	174.67	-436.42	-358.87
58	1	COMB4	1246.76	143.63	174.67	-523.75	-430.68
85	0	COMB4	2.24	132.88	97.37	-194.59	-265.56
85	0.5	COMB4	137.95	132.88	97.37	-243.27	-332
85	1	COMB4	273.67	132.88	97.37	-291.96	-398.44

**Fuerzas y momentos en los elementos (Combinación 5)**

<b>TABLE: Element Forces - Frames</b>							
Frame Text	Station m	OutputCase Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
25	0	COMB5	12386.2	93.37	1921.16	-3839.33	-186.64
25	0.5	COMB5	12522	93.37	1921.16	-4799.91	-233.32
25	1	COMB5	12657.7	93.37	1921.16	-5760.5	-280.01
58	0	COMB5	14769.9	64.69	1840.75	-3678.64	-129.29
58	0.5	COMB5	14905.6	64.69	1840.75	-4599.01	-161.64
58	1	COMB5	15041.3	64.69	1840.75	-5519.38	-193.98
85	0	COMB5	11216	31.19	1729.62	-3456.53	-62.3
85	0.5	COMB5	11351.7	31.19	1729.62	-4321.34	-77.9
85	1	COMB5	11487.4	31.19	1729.62	-5186.15	-93.49

### Anexo N°3 Diagramas de Momentos

Diagrama de momento 2-2 (Combinación 1)

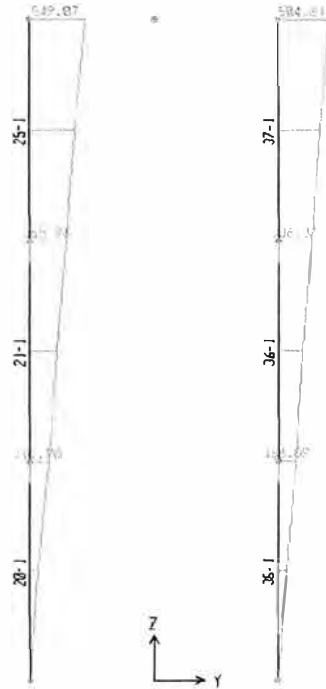
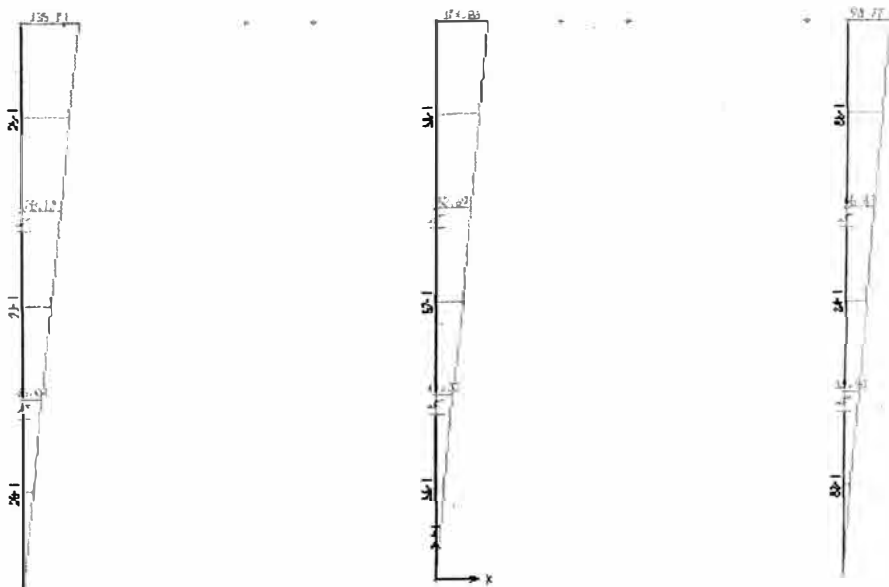
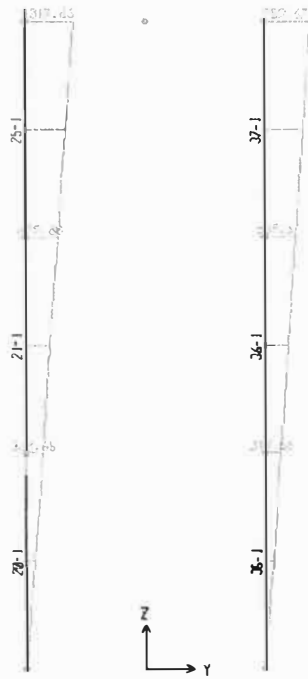


Diagrama de momento 3-3 (Combinación 1)



### Diagrama de momento 2-2 (Combinación 2)



### Diagrama de momento 3-3 (Combinación 2)

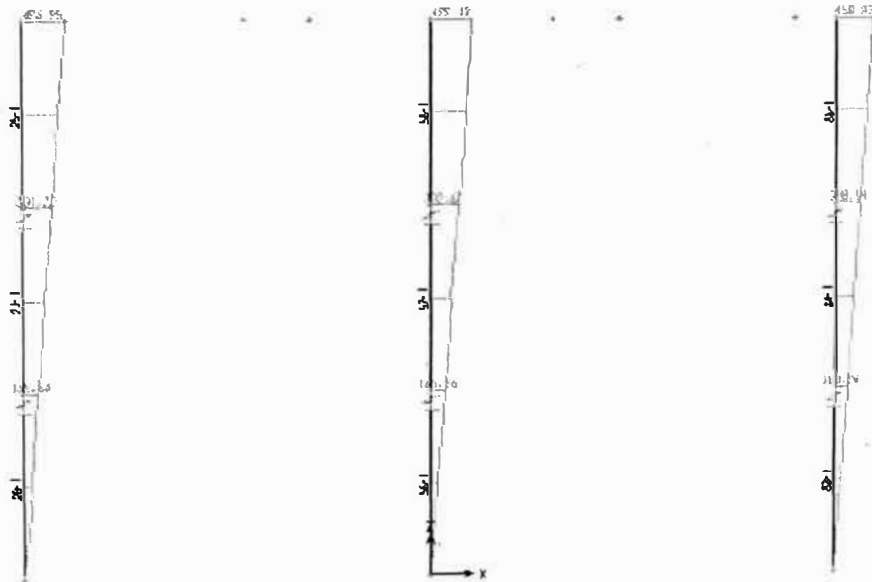


Diagrama de momento 2-2 (Combinación 3)

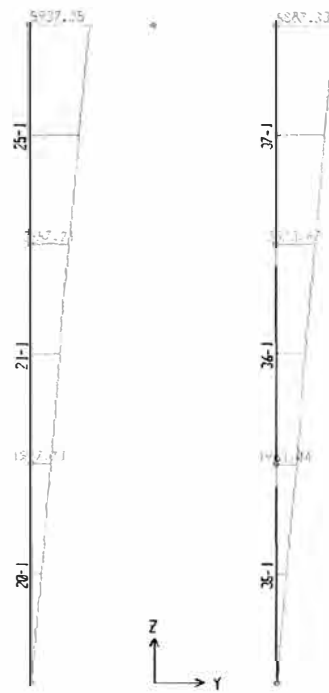
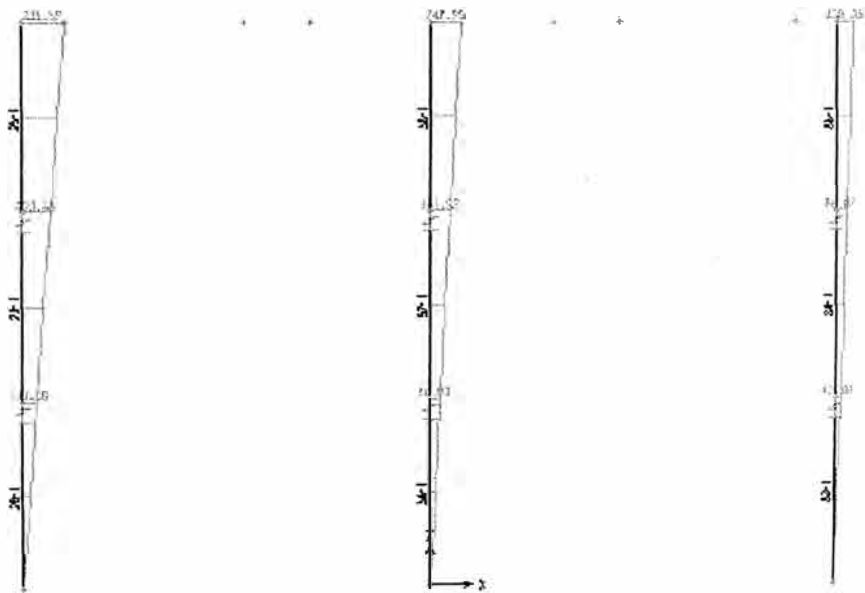
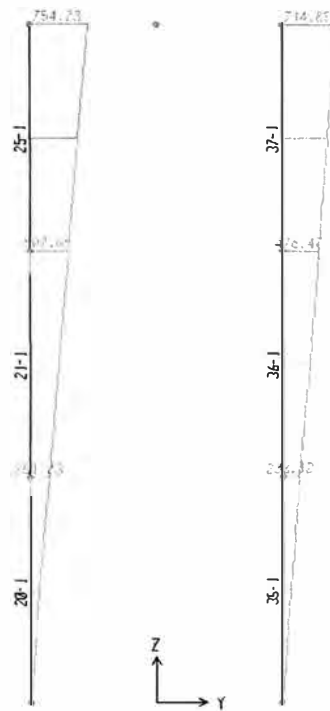


Diagrama de momento 3-3 (Combinación 3)

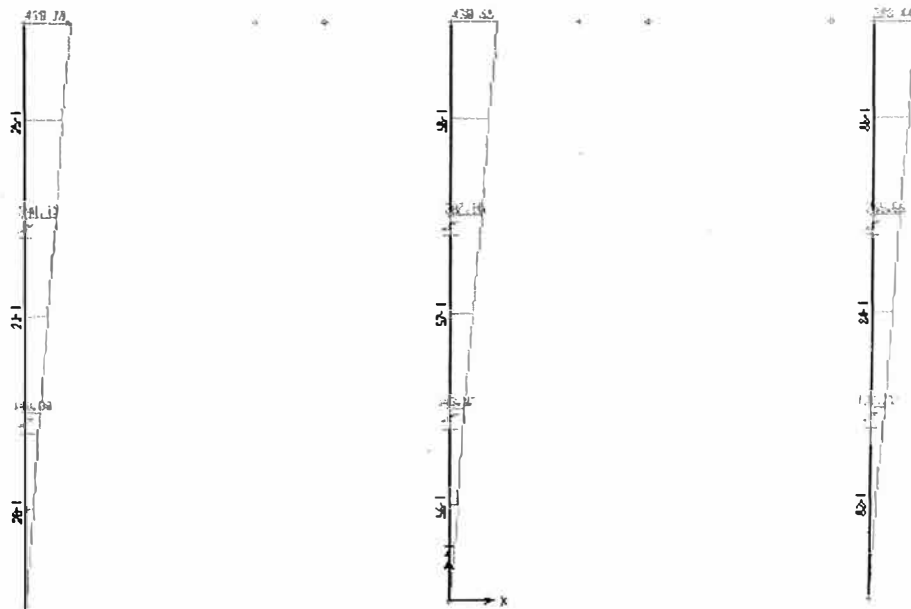




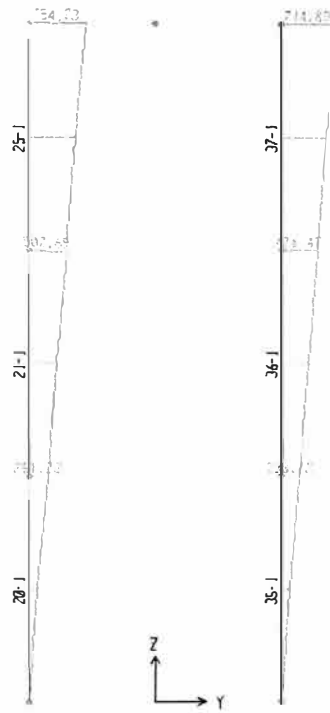
### Diagrama de momento 2-2 (Combinación 4)



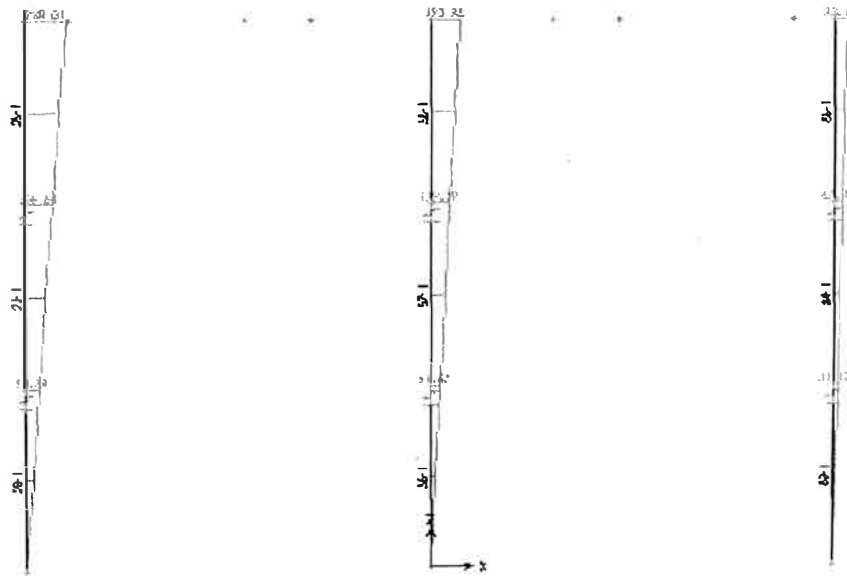
### Diagrama de momento 3-3 (Combinación 4)



### Diagrama de momento 2-2 (Combinación 5)



### Diagrama de momento 3-3 (Combinación 5)



## Anexo N°4 Diagrama de fuerzas axiales

Diagrama de fuerzas axiales (Combinación 1)

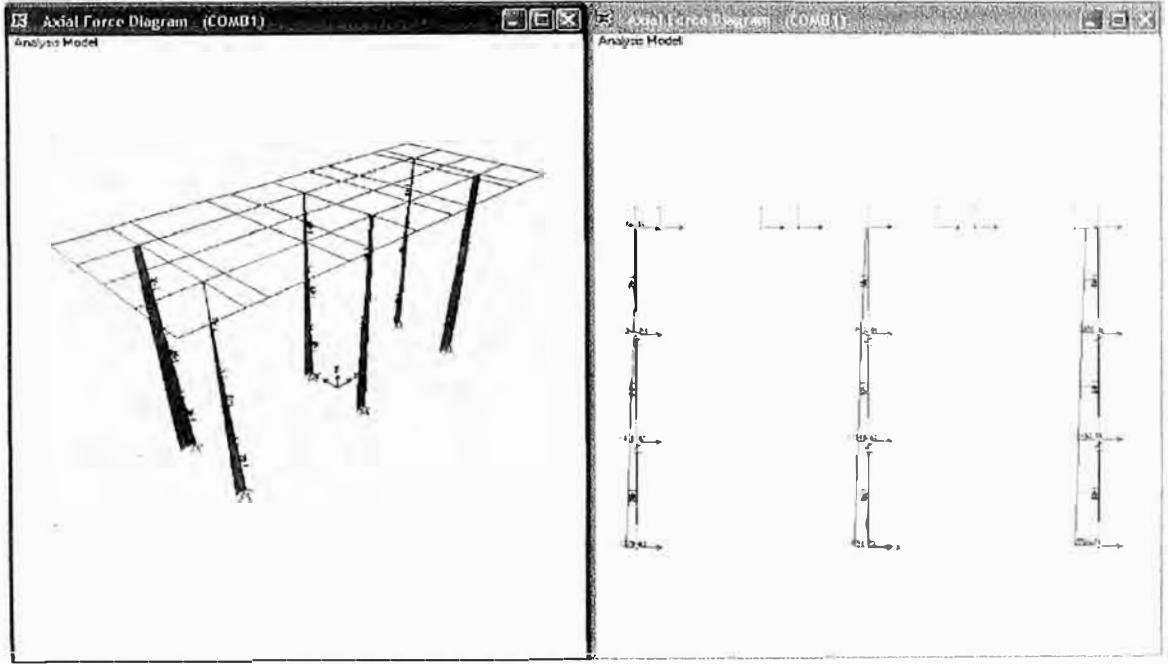
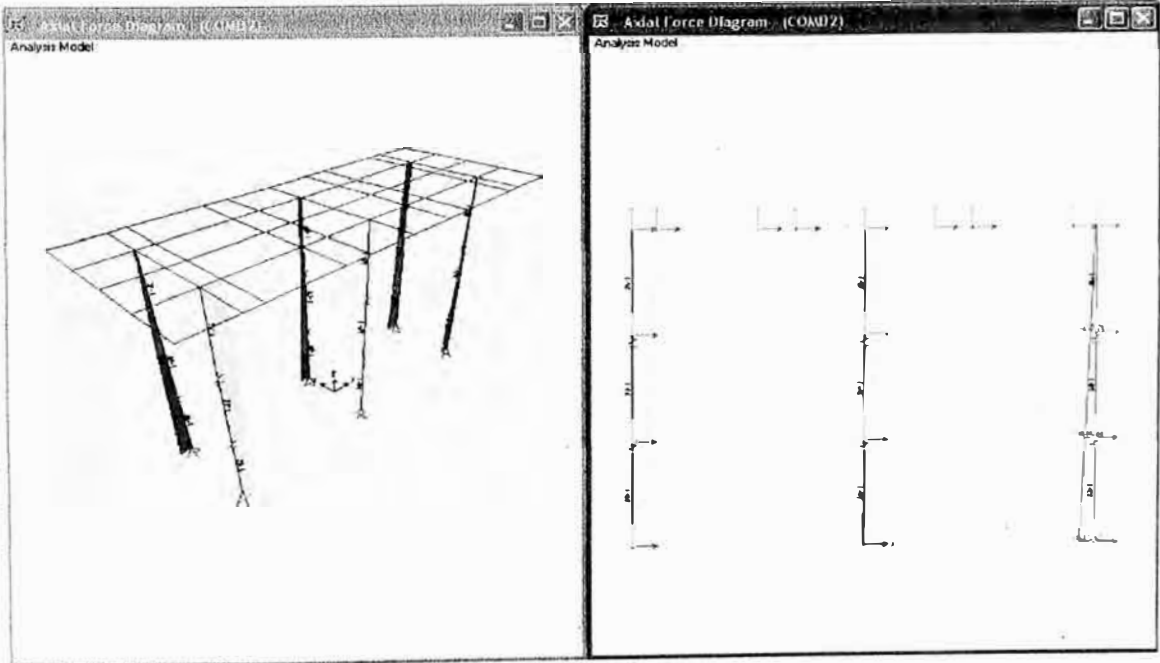
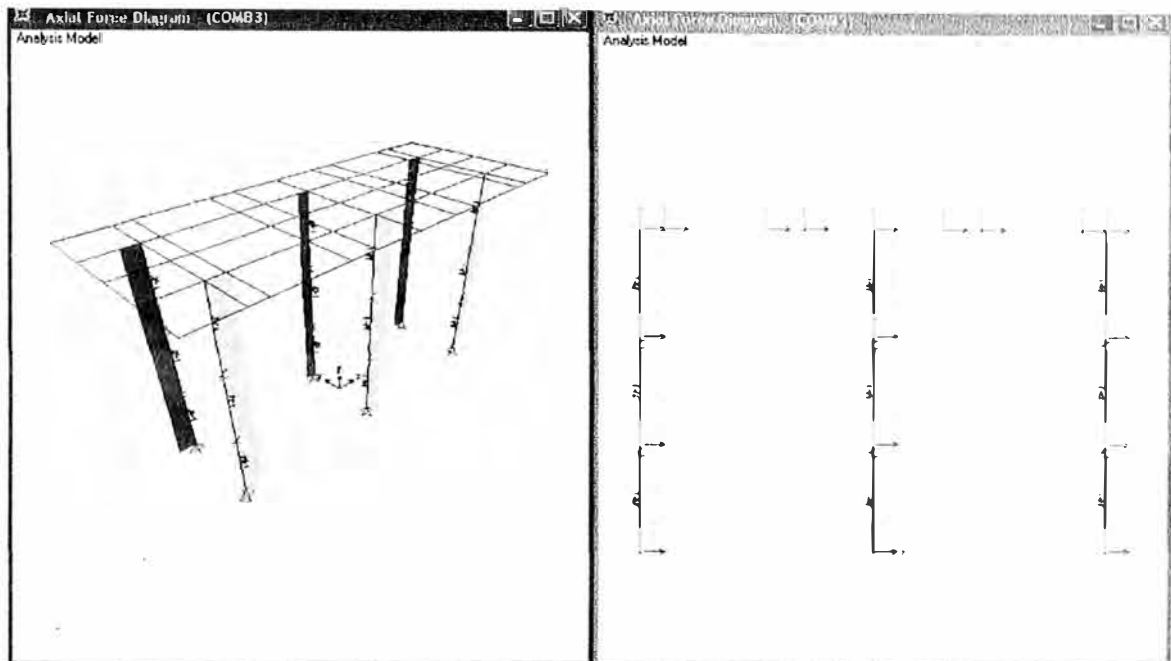


Diagrama de fuerzas axiales (Combinación 2)



### Diagrama de fuerzas axiales (Combinación 3)



### Diagrama de fuerzas axiales (Combinación 4)

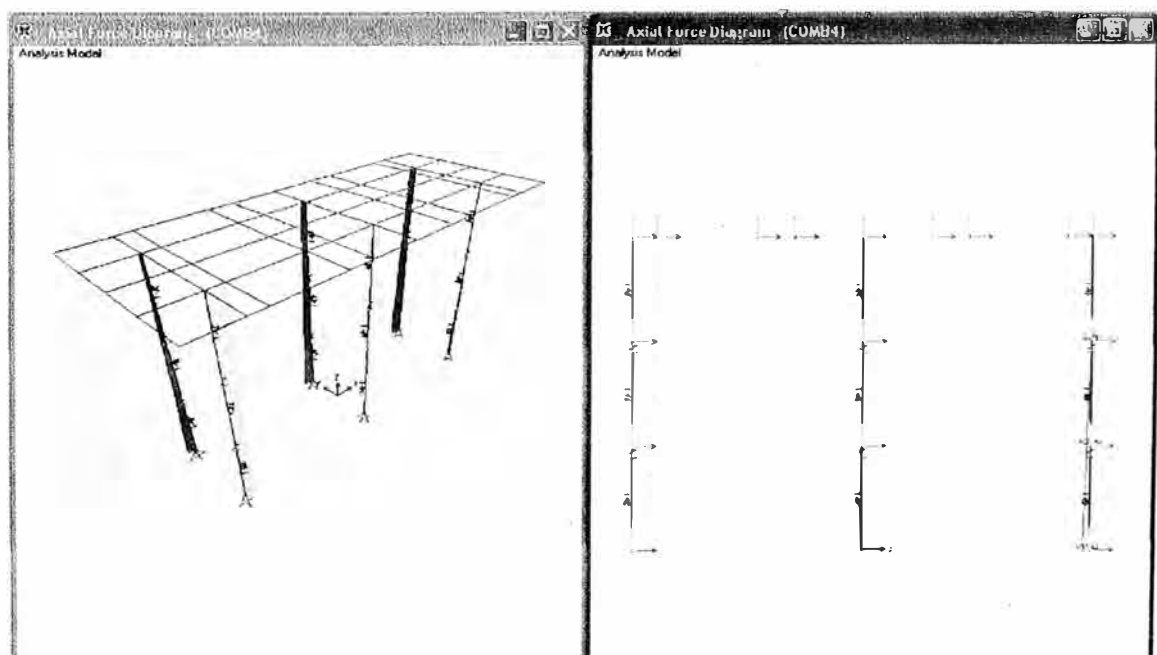
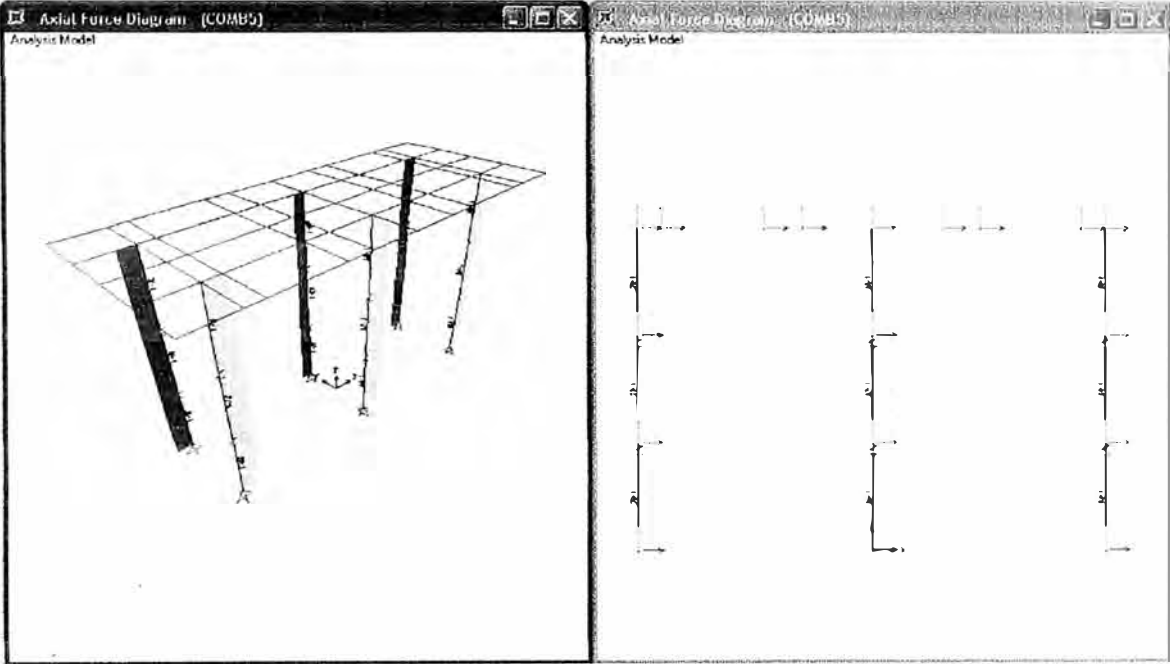
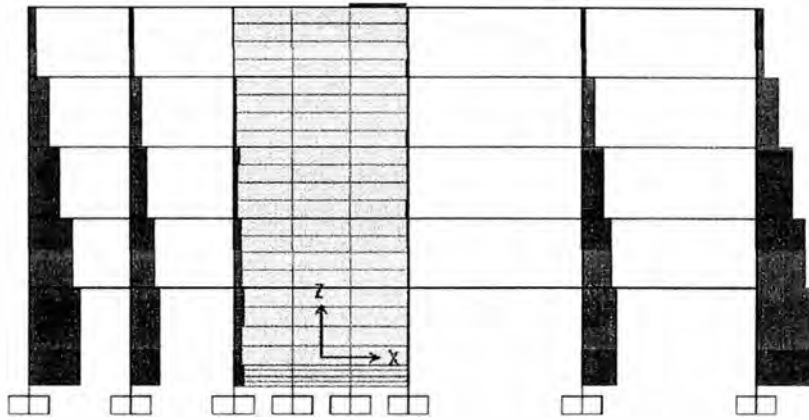


Diagrama de fuerzas axiales (Combinación 5)

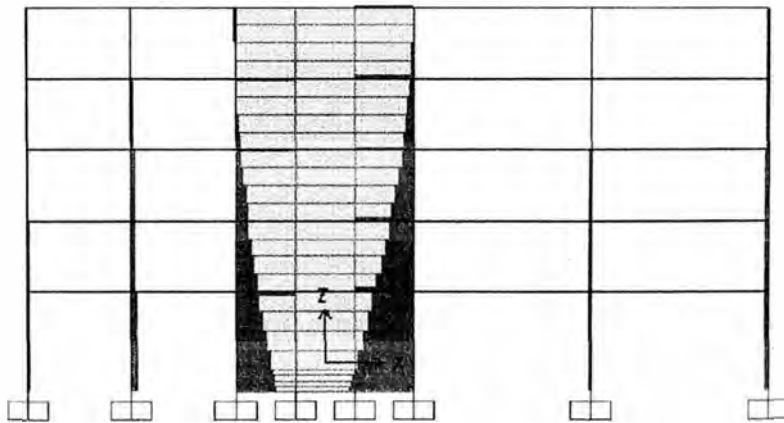


**Anexo N°5**  
**Modos de Vibración para diagramas de fuerzas axiales**

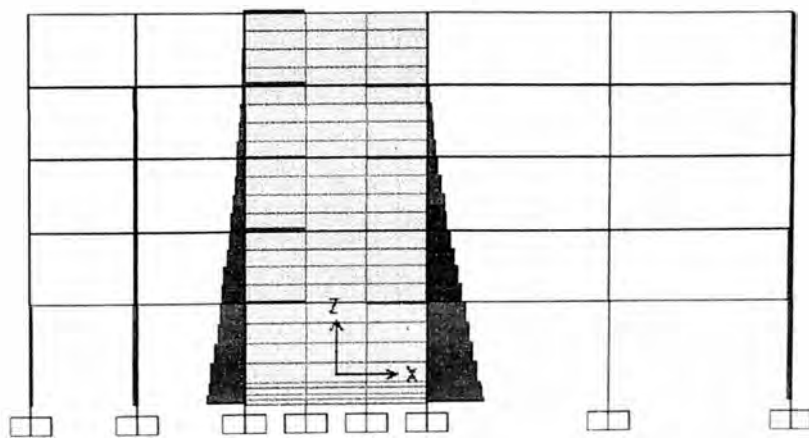
Modo 1 – Periodo 0.55180



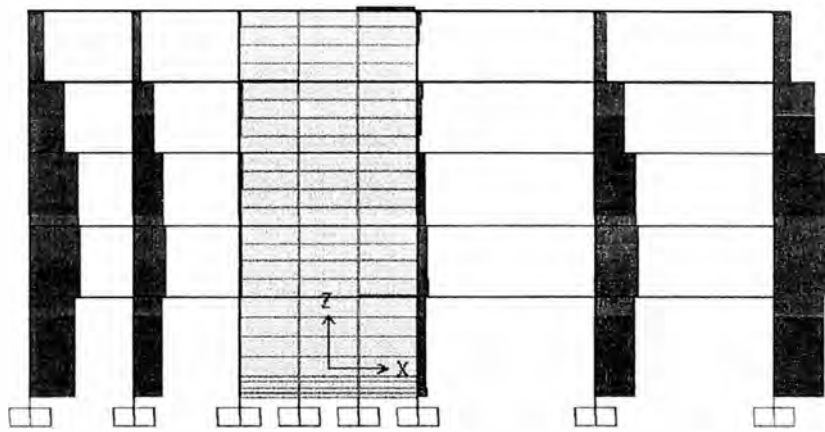
Modo 2 – Periodo 0.344.20



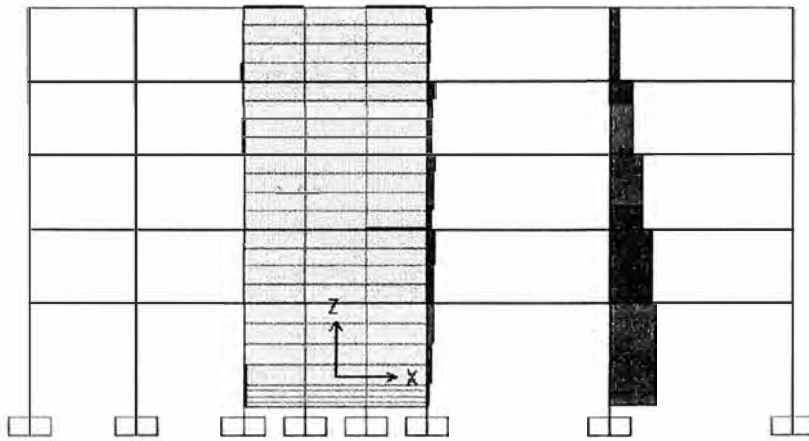
Modo 3 – Periodo 0.32058



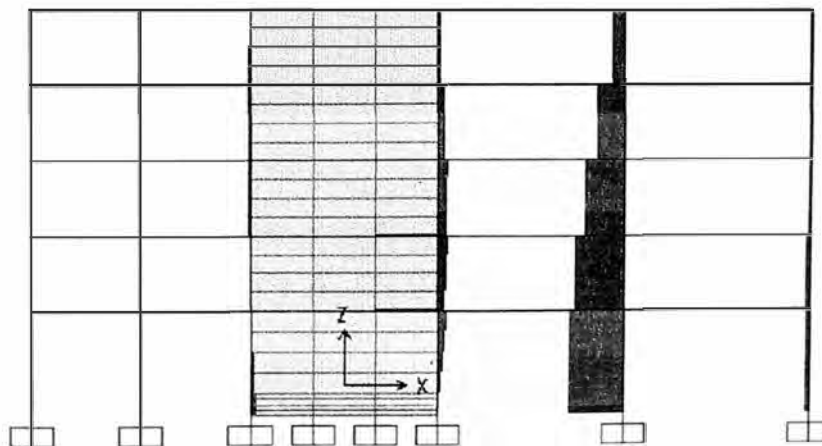
Modo 4 – Periodo 0.14709



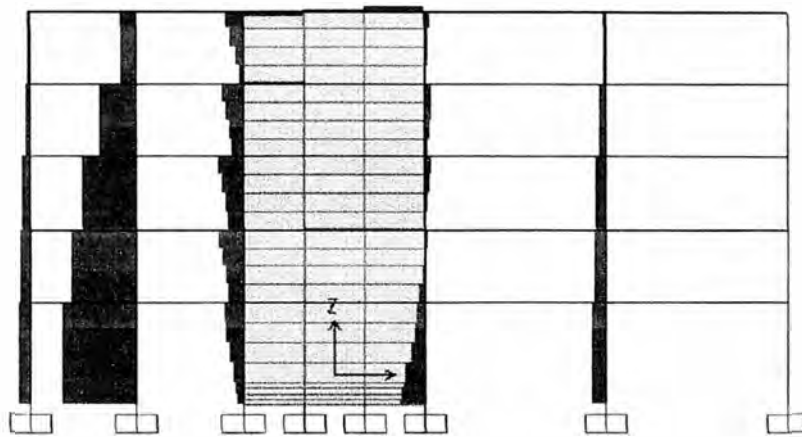
Modo 5 – Periodo 0.12417



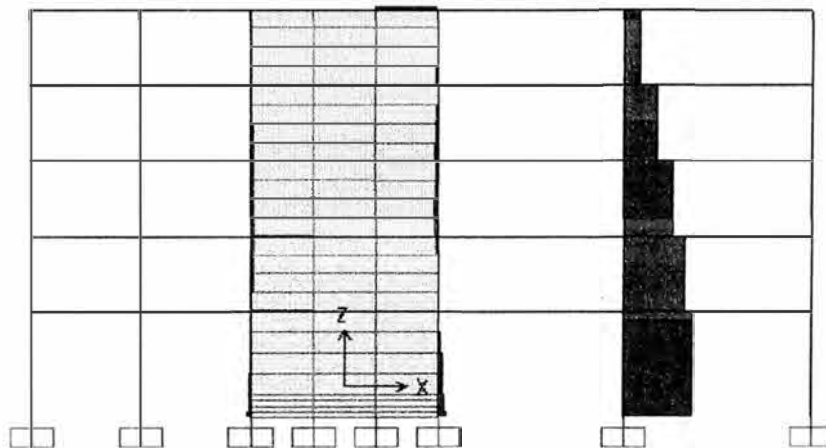
Modo 6 – Periodo 0.11768



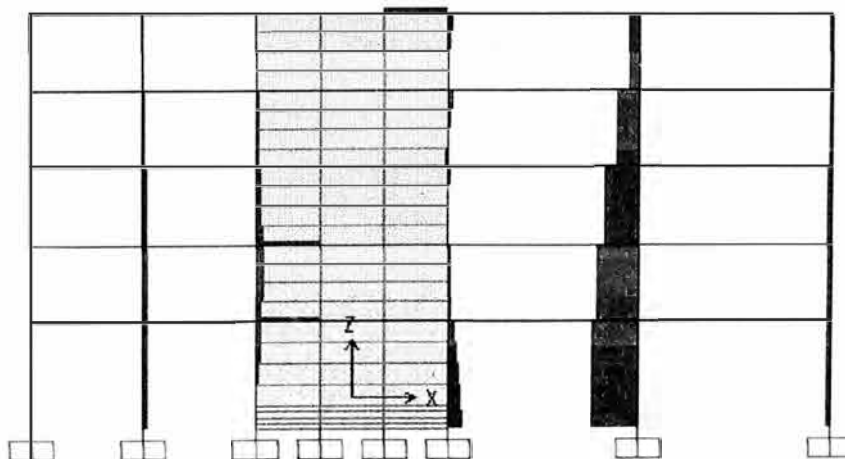
Modo 7 – Periodo 0.10561



Modo 8 – Periodo 0.10448

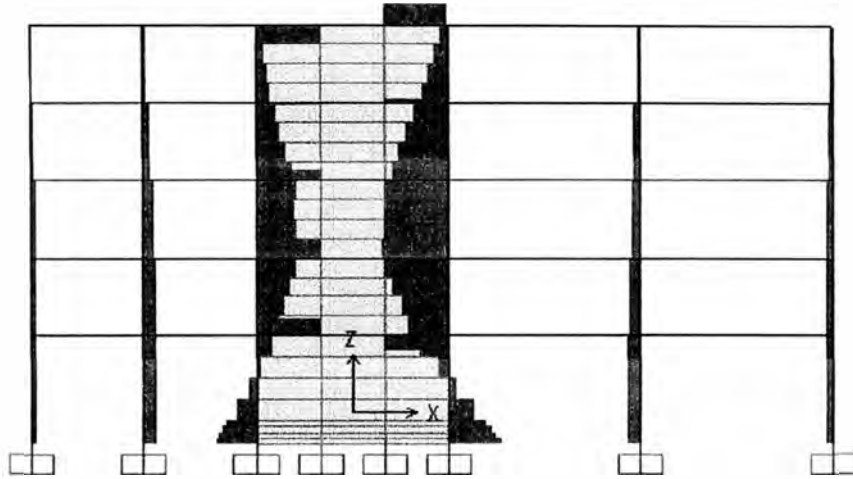


Modo 9 – Periodo 0.09907

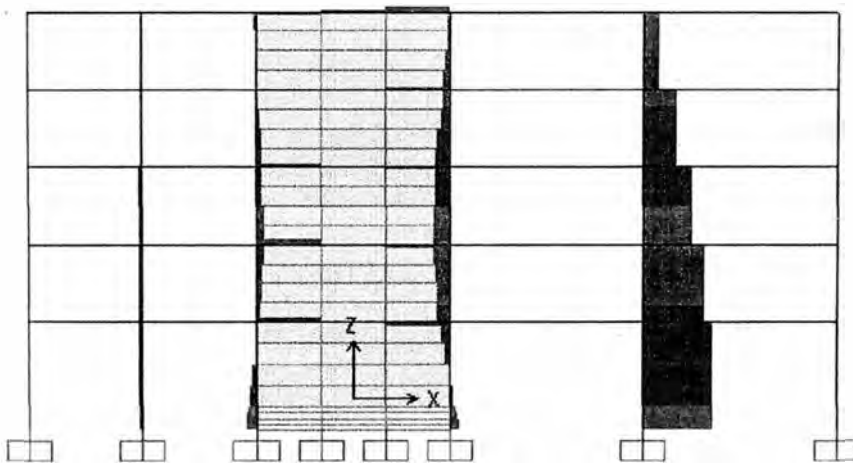




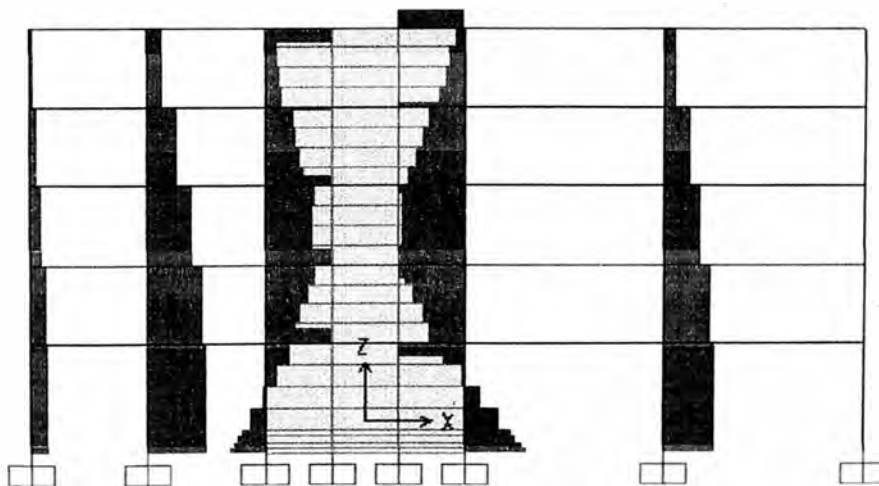
Modo 10 – Periodo 0.09153



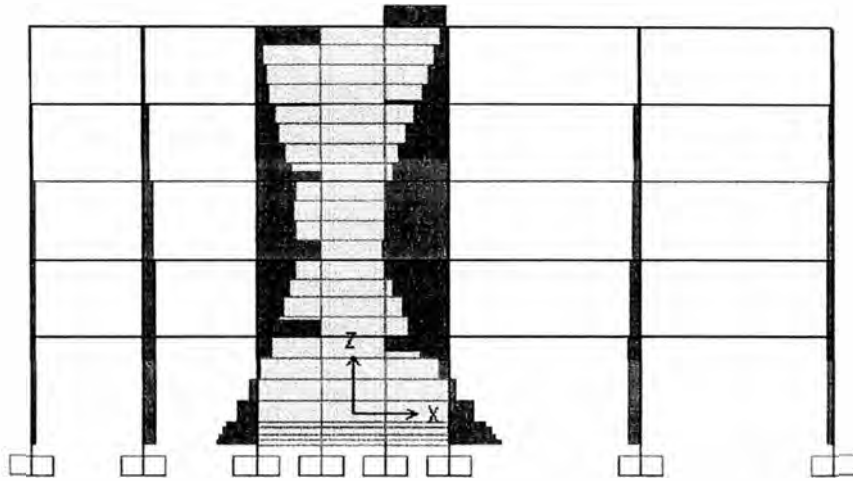
Modo 11 – Periodo 0.08884



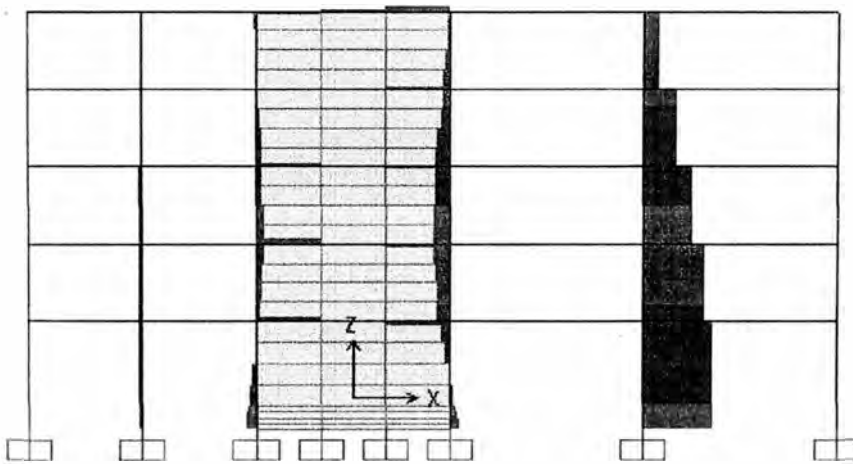
Modo 12 – Periodo 0.08764



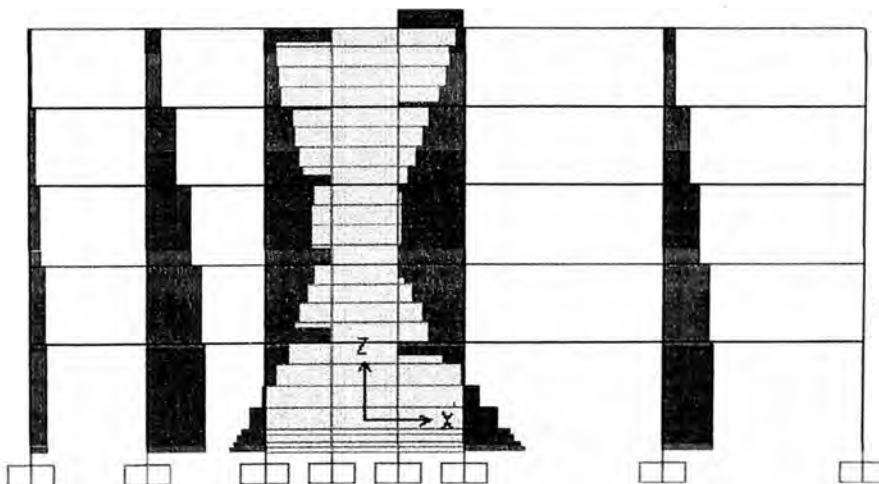
Modo 10 – Periodo 0.09153



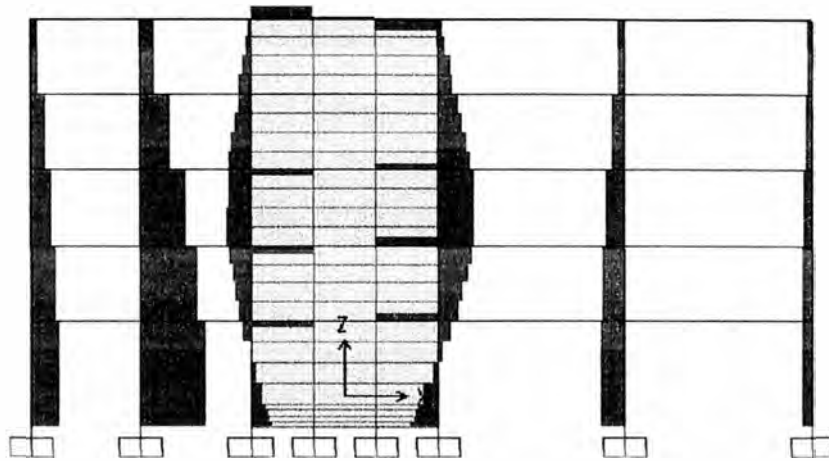
Modo 11 – Periodo 0.08884



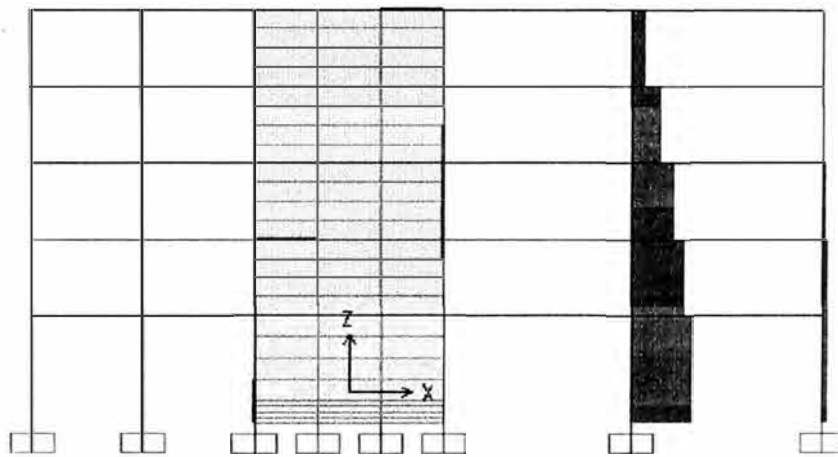
Modo 12 – Periodo 0.08764



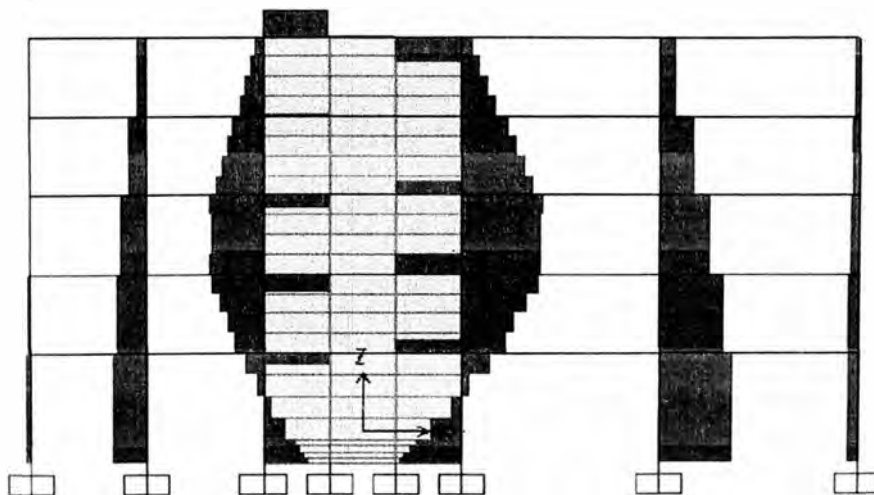
Modo 13 – Periodo 0.08154



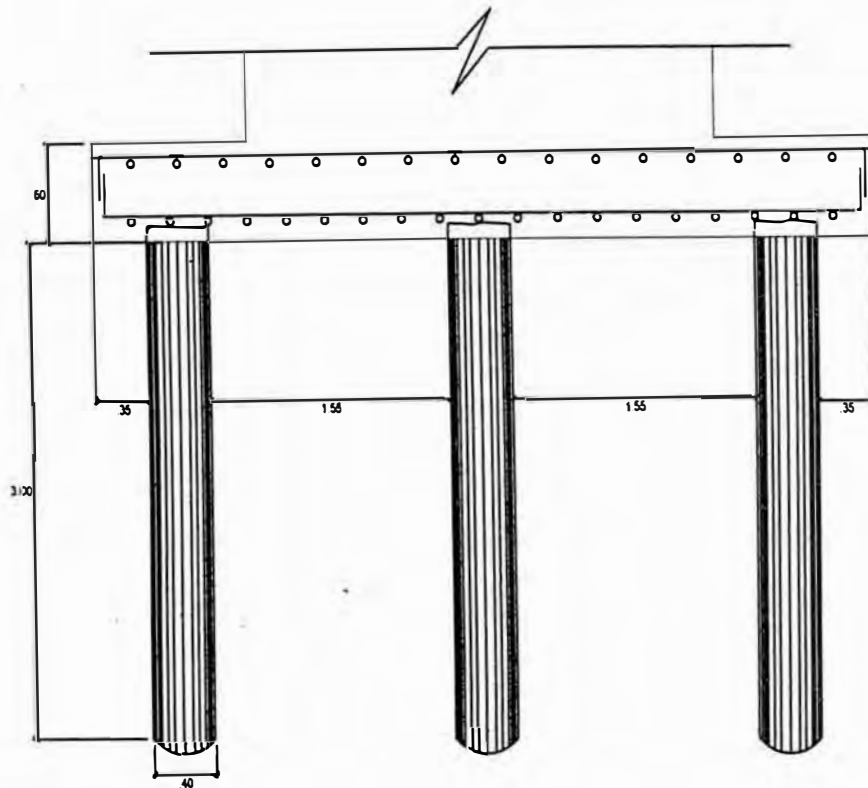
Modo 14 – Periodo 0.08096



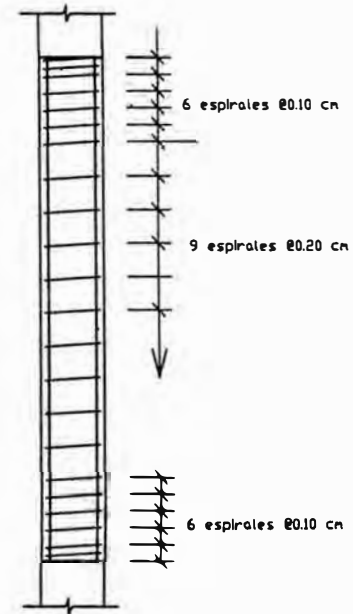
Modo 15 – Periodo 0.08056



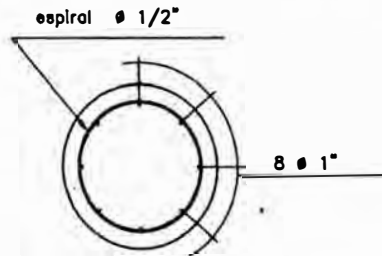
ELEVACION LATERAL



DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS



DETALLE DE PILOTES




ESCALA 1:20

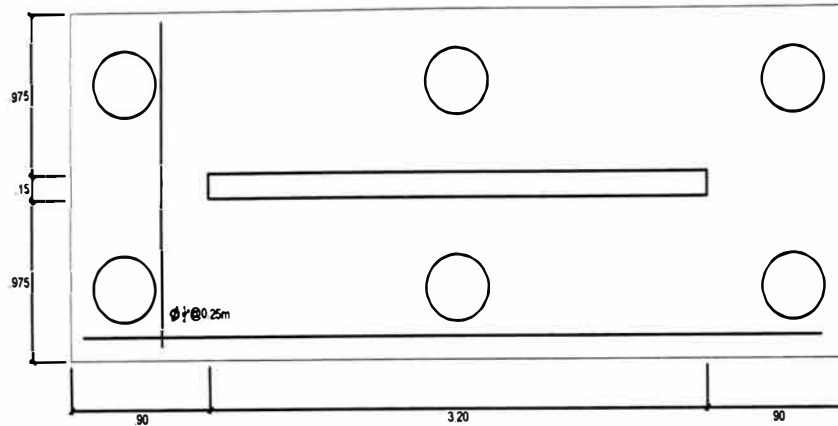
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Plates  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 Zapatas  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 Acero de Refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

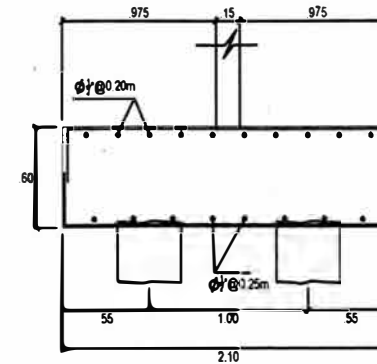
Notas:  
 1.- Los llenados de concreto deberan efectuarse a temperatura menor de 24°C.

 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Titulación profesional por actualización de conocimientos	
DEPARTAMENTO	DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE ESTRUCTURAS
TÍTULO DEL INFORME	CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES APLICACIÓN AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO
PLANO	DISEÑO DEL PILOTE (ANEXO N°8)
NOMBRE	FERNANDO QUIÑONES FRICK
FECHA	1/70
PROYECTO	OPC. 3007

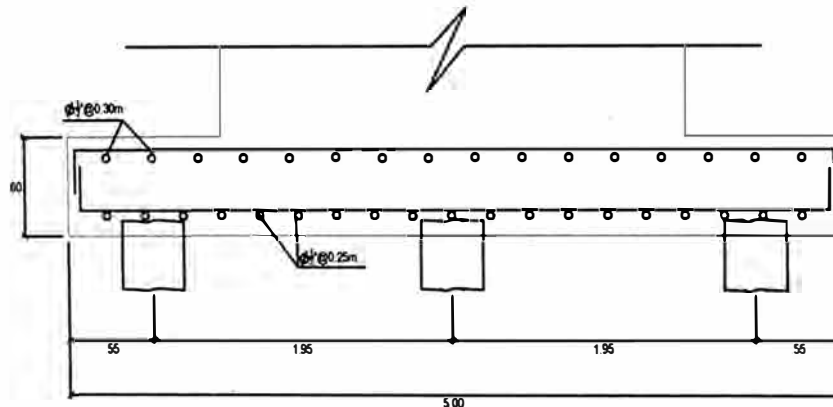
CIMENTACION PILOTE



ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

Pilotes Excavados  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 Ampliacion de Zapata  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 Acero de Refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

**Notas:**

- 1.- Para ampliar la zapata existente se debera retirar sus recubrimientos superior y laterales y efectuar llaves de corte en las superficies.
- 2.- Utilizar aditivos para superficies en contacto (concreto nuevo y concreto existente).
- 3.- El contratista podra proponer un sistema alternativo de anclaje de las barras de las nuevas columnas, dicho procedimiento debera contar con la aprobacion de la supervisi6n.

 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b> FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Titulaci6n profesional por actualizaci6n de conocimientos	
DEPARTAMENTO	DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE ESTRUCTURAS
TITULO DEL INFORME	CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES APLICACION AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO
PLANO	DISEÑO DE PLATAFORMA DE PILOTES (ANEXO N°7)
NOMBRE	FERNANDO QUIRONES FRICK
FECHA	1/30
DIAS	03/01/2007