



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

100
2EJ

SEP 20 1995
U 30
MEXICO

**“ANALISIS SISMICO INELASTICO DE
TRES EDIFICIOS IRREGULARES
EN ELEVACION”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MIGUEL ANGEL MARROQUIN GARCIA

DIRECTOR DE TESIS:

M. I. JORGE ARTURO AVILA RODRIGUEZ

FALLA DE ORIGEN



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

SEPTIEMBRE 1995



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-143/92

Señor
MIGUEL ANGEL MARROQUIN GARCIA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. JORGE ARTURO AVILA RODRIGUEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ANALISIS SISMICO INELASTICO DE TRES EDIFICIOS IRREGULARES EN ELEVACION"

INTRODUCCION

- I. MODELOS DE ESTUDIO Y SOLICITACIONES**
 - II. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO**
 - III. ANALISIS Y DISEÑO SEGUN EL CODIGO RDF-87**
 - IV. ANALISIS SISMICOS INELASTICOS PASO A PASO**
 - V. ANALISIS DE RESULTADOS Y COMPARACIONES**
 - VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 16 de mayo de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nl

A mis padres:

**José Marroquín Álvarez
Marina García de Marroquín**

**por su cariño desmedido, apoyo y dedicación;
a ellos debo todo lo que soy.**

A mis hijos:

Michael, Alan y Grecia

**por la inmensa alegría que me han
dado con su llegada y la razón que
son en mí ser.**

A mi esposa:

Rosa Beatriz Peláez S

por su amor y comprensión, por su empeño y dedicación, por los maravillosos hijos que me ha dado. El trabajo constante deriva siempre en el logro de toda meta. ¡Adelante!

A mis hermanos

Martha, José, Salvador y Ana María

**por el cariño, respeto y hermandad que
siempre nos ha mantenido y mantendrá
unidos.**

**Al M.I. Jorge Arturo Avila Rodríguez
un profundo agradecimiento por su
valiosa dirección, asesoramiento e
incondicional apoyo en la elaboración
de este trabajo.**

**A la Universidad Nacional Autónoma
de México y en especial a la
Facultad de Ingeniería con todo
cariño y respeto.**

**Al Ing. Alfredo Carlos Arroyo Vega
por la suerte de conocer a profesionales
de su nivel, por su amistad y por su total
disposición.**

**Al Ing. Alejandro Gama Vargas
por la meta alcanzada y la
motivación que ello significó
para mi.**

"ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICO DE TRES EDIFICIOS IRREGULARES EN ELEVACIÓN"

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos y alcance	4
2.	MODELOS DE ESTUDIO Y SOLICITACIONES	6
2.1	Modelos	6
2.2	Solicitaciones	7
2.2.1	Cargas verticales	7
2.2.2	Espectros de diseño	7
2.2.3	Acelerograma	8
3.	CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO	9
3.1	Análisis ante cargas laterales	9
3.1.1	Análisis dinámico modal espectral	9
3.1.2	Análisis sísmico estático	10
3.1.3	Resultados de los análisis ante cargas laterales	11
3.1.4	Análisis sísmico inelástico	11
3.2	Criterios de diseño de estructuras de concreto	12
3.2.1	Requisitos para el diseño de elementos estructurales en los que se utiliza un factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$ (marcos dúctiles)	12
3.2.1.1	Materiales	12
3.2.1.2	Miembros a flexión	12
3.2.1.3	Miembros a flexocompresión	16
3.2.2	Revisión de estados limite de falla	20
3.2.2.1	Miembros a flexión	20
3.2.2.2	Miembros a flexocompresión	24
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO SEGÚN EL CÓDIGO RDF-87	27
4.1	Análisis ante cargas gravitacionales	27
4.2	Análisis ante cargas laterales	28

"ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICO DE TRES EDIFICIOS IRREGULARES EN ELEVACIÓN"

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos y alcance	4
2.	MODELOS DE ESTUDIO Y SOLICITACIONES	6
2.1	Modelos	6
2.2	Solicitaciones	7
2.2.1	Cargas verticales	7
2.2.2	Espectros de diseño	7
2.2.3	Acelerograma	8
3.	CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO	9
3.1	Análisis ante cargas laterales	9
3.1.1	Análisis dinámico modal espectral	9
3.1.2	Análisis sísmico estático	10
3.1.3	Resultados de los análisis ante cargas laterales	11
3.1.4	Análisis sísmico inelástico	11
3.2	Criterios de diseño de estructuras de concreto	12
3.2.1	Requisitos para el diseño de elementos estructurales en los que se utiliza un factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$ (marcos dúctiles)	12
3.2.1.1	Materiales	12
3.2.1.2	Miembros a flexión	12
3.2.1.3	Miembros a flexocompresión	16
3.2.2	Revisión de estados limite de falla	20
3.2.2.1	Miembros a flexión	20
3.2.2.2	Miembros a flexocompresión	24
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO SEGÚN EL CÓDIGO RDF-87	27
4.1	Análisis ante cargas gravitacionales	27
4.2	Análisis ante cargas laterales	28

4.3	Combinaciones de cargas	28
4.4	Resultados del análisis	28
4.4.1	Modelo 1	28
4.4.1.1	Dimensiones generales	28
4.4.1.2	Cargas verticales	29
4.4.1.3	Pesos y masas	29
4.4.1.4	Configuraciones modales	29
4.4.1.5	Periodos de vibración libre	29
4.4.1.6	Desplazamientos laterales máximos totales, estáticos y dinámicos	29
4.4.1.7	Deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas	29
4.4.1.8	Fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas, estáticas y dinámicas	30
4.4.2	Modelo 2	30
4.4.2.1	Dimensiones generales	30
4.4.2.2	Cargas verticales	30
4.4.2.3	Pesos y masas	31
4.4.2.4	Configuraciones modales	31
4.4.2.5	Periodos de vibración libre	31
4.4.2.6	Desplazamientos laterales máximos totales, estáticos y dinámicos	31
4.4.2.7	Deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas	31
4.4.2.8	Fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas, estáticas y dinámicas	31
4.4.3	Modelo 3	32
4.4.3.1	Dimensiones generales	32
4.4.3.2	Cargas verticales	32
4.4.3.3	Pesos y masas	32
4.4.3.4	Configuraciones modales	32
4.4.3.5	Periodos de vibración libre	32
4.4.3.6	Desplazamientos laterales máximos totales, estáticos y dinámicos	33
4.4.3.7	Deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas	33
4.4.3.8	Fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas, estáticas y dinámicas	33
4.5	Diseño	33

4.5.1	Cálculo de las cuantías de refuerzo	33
4.5.1.1	Ejemplos de diseño	34
4.5.1.2	Complemento de diseños	42
5.	ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICO PASO A PASO	43
5.1	Antecedentes	43
5.1.1	Análisis sísmico no lineal	43
5.1.2	Idealización de estructuras	44
5.1.3	Ecuaciones de equilibrio	45
5.1.4	Integración paso a paso	46
5.1.5	Sistemas inelásticos (curvas carga-deformación con y sin degradación de rigidez)	48
5.1.6	Ductilidad de curvatura	49
5.1.7	Curvatura de fluencia	49
5.1.8	Demandas de ductilidad local	50
5.2	Cálculo de las respuestas sísmicas inelásticas paso a paso	50
5.2.1	Características generales del programa DRAIN-2D	51
5.2.2	Resistencia en elementos viga y columna para el análisis inelástico	52
5.3	Respuestas inelásticas	53
5.3.1	Modelo 1	53
5.3.1.1	Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$	53
5.3.1.1.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	53
5.3.1.1.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i	53
5.3.1.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	53
5.3.1.1.4	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	54
5.3.1.1.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	54
5.3.1.1.6	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	55
5.3.1.1.7	Cortantes de entrepiso	56
5.3.1.2	Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$	56

5.3.1.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	56
5.3.1.2.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	56
5.3.1.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	56
5.3.1.2.4	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	57
5.3.1.2.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	57
5.3.1.2.6	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	58
5.3.1.2.7	Cortantes de entrepiso	58
5.3.2	Modelo 2	58
5.3.2.1	Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$	58
5.3.2.1.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	59
5.3.2.1.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	59
5.3.2.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	59
5.3.2.1.4	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	59
5.3.2.1.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	60
5.3.2.1.6	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	61
5.3.2.1.7	Cortantes de entrepiso	61
5.3.2.2	Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$	61
5.3.2.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	61
5.3.2.2.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	62
5.3.2.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	62
5.3.2.2.4	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	62
5.3.2.2.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	62
5.3.2.2.6	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	63

5.3.2.2.7	Cortantes de entrepiso	63
5.3.3	Modelo 3	64
5.3.3.1	Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$	64
5.3.3.1.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	64
5.3.3.1.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_n	64
5.3.3.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	64
5.3.3.1.4	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	65
5.3.3.1.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	65
5.3.3.1.6	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	66
5.3.3.1.7	Cortantes de entrepiso	66
5.3.3.2	Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$	66
5.3.3.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	67
5.3.3.2.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_n	67
5.3.3.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	67
5.3.3.2.4	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	67
5.3.3.2.5	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	68
5.3.3.2.6	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	68
5.3.3.2.7	Cortantes de entrepiso	69
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y COMPARACIONES	70
6.1	Periodos de vibración y respuestas elásticas para diseño	70
6.2	Respuestas elásticas para diseño versus respuestas paso a paso elásticas e inelásticas, $Q = 2$ y $Q = 4$	71
6.2.1	Modelo 1	71
6.2.1.1	Desplazamientos horizontales máximos	71
6.2.1.2	Desplazamientos en azotea	71
6.2.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	71

6.2.1.4	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	72
6.2.1.5	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas	72
6.2.1.6	Cortantes de entrepiso	72
6.2.2	Modelo 2	73
6.2.2.1	Desplazamientos horizontales máximos	73
6.2.2.2	Desplazamientos en azotea	73
6.2.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	73
6.2.2.4	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	74
6.2.2.5	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas	74
6.2.2.6	Cortantes de entrepiso	74
6.2.3	Modelo 3	75
6.2.3.1	Desplazamientos horizontales máximos	75
6.2.3.2	Desplazamientos en azotea	75
6.2.3.3	Historias de coeficientes sísmicos	75
6.2.3.4	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	76
6.2.3.5	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas	76
6.2.3.6	Cortantes de entrepiso	76
6.3	Cortantes en elementos estructurales	77
6.3.1	Modelo 1	77
6.3.1.1	Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$	77
6.3.1.1.1	Vigas	77
6.3.1.1.2	Columnas	78
6.3.1.2	Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$	78
6.3.1.2.1	Vigas	78
6.3.1.2.2	Columnas	78
6.3.2	Modelo 2	78
6.3.2.1	Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$	78
6.3.2.1.1	Vigas	78
6.3.2.1.2	Columnas	79

6.3.2.2	Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$	79
6.3.2.2.1	Vigas	79
6.3.2.2.2	Columnas	79
6.3.3	Modelo 3	80
6.3.3.1	Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$	80
6.3.3.1.1	Vigas	80
6.3.3.1.2	Columnas	80
6.3.3.2	Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$	80
6.3.3.2.1	Vigas	80
6.3.3.2.2	Columnas	80
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
7.1	Conclusiones	82
7.2	Recomendaciones	85

BIBLIOGRAFÍA

TABLAS

FIGURAS

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Como en la mayor parte de las actividades del hombre, el diseño estructural se efectúa en condiciones de mucha incertidumbre. Esta aparece en los problemas de ingeniería como consecuencia de las variaciones de los fenómenos naturales, la falta de comprensión de muchas de las causas y efectos en los fenómenos físicos, y la escasez de información suficiente sobre el comportamiento de los mismos. Como resultado de este tipo de incertidumbres, el futuro no puede predecirse nunca con exactitud, sino ha de considerarse la posibilidad de que sucedan ciertos eventos y determinarse la probabilidad de ocurrencia.

El diseño estructural tiene como objetivo principal obtener estructuras con una probabilidad de falla mínima aceptable, uniforme para todas las construcciones de un mismo tipo, de no volverse inservibles durante la vida útil de la edificación, sin perder de vista la operación, estética y economía de la construcción, relacionada con su costo total, que incluye costos de diseño, construcción, mantenimiento, reparación y eventualmente, sustitución de algunas partes. El diseño estructural ha de basarse en un concepto de seguridad que incluya la probabilidad de falla.

Con los conocimientos actuales es imposible determinar qué constituye un riesgo aceptable, en términos de probabilidades, así como tampoco pueden fijarse la vida útil de las construcciones.

No se cuenta aún con información completa acerca de la variación de los parámetros que definen las resistencias de los materiales y de los elementos estructurales hechos con ellos, así como tampoco de los que determinan las cargas muertas y vivas que

habrán de ser soportadas por las estructuras; hay también otras incertidumbres, como las ocasionadas por las idealizaciones y simplificaciones indispensables para convertir las complejas construcciones reales en modelos analíticos (por ejemplo, por las imperfecciones en la construcción, los esfuerzos introducidos durante la fabricación de estructuras de acero, el proceso de fraguado de las de concreto, los hundimientos diferenciales imprevisibles de los apoyos, la pérdida gradual de resistencia de las construcciones al quedar sometidas, a lo largo del tiempo, a una sucesión de temblores, etc).

Los valores de las cargas muertas pueden determinarse con buena precisión; ésta disminuye cuando se trata de evaluar las cargas vivas, aunque todavía dentro de niveles aceptables. En cambio, las incertidumbres relativas a las acciones accidentales (viento y sismo), son muy grandes, pues se trata de fenómenos naturales cuyo control no está en la mano del hombre. Los vientos intensos son frecuentes, se sabe mucho sobre ellos, lo que permite determinar los valores de las intensidades de las presiones de diseño en forma bastante confiable; pero, en cambio, no sucede lo mismo con los efectos originados por los sismos, cuya intensidad y características son por ahora, y quizá lo serán siempre, impredecibles.

La respuesta de materiales y elementos estructurales bajo cargas del tipo estática se conoce bastante bien; sin embargo, desde el punto de vista de respuesta sísmica, a pesar de las investigaciones realizadas en los últimos quince o veinte años, los conocimientos con que se cuenta son mucho menores.

El diseño sismorresistente de estructuras plantea un problema que no es fácil resolver: seleccionar sistemas estructurales y dimensionar los elementos que los componen para que resistan solicitaciones que únicamente se esté en posibilidades de estimar, muchas de las veces con incertidumbres considerables.

Desde que se empezó a hacer frente, de manera racional, a los problemas del diseño sísmico, se encontró que estructuras dimensionadas para soportar fuerzas horizontales relativamente pequeñas eran capaces de resistir sismos intensos, sin problemas graves; esto es, se tiene capacidad para resistir esfuerzos mayores que los de diseño, debido a la existencia de posibles fuentes de sobre-resistencia que actúan y que la mayoría de las veces no cuantificamos. Esta situación se explica, en parte, porque una buena parte de las acciones sísmicas es resistida por los muros de tabique, de lindero o divisorios, muy abundantes en las estructuras de aquella época, que aunque no se les asignaba ninguna función estructural era evidente que la desempeñaban.

Posteriormente la mayor parte de los muros de tabique fueron desapareciendo de las construcciones modernas, más no por eso se incrementaron los coeficientes sísmicos de diseño, sino se recurrió al concepto de ductilidad, tan importante en la ingeniería sísmica actual para justificar sus valores reducidos; de acuerdo con ese concepto, las

estructuras se diseñan con un porcentaje pequeño de las solicitaciones que le corresponderían si su respuesta fuera elástica, pues si se tiene un comportamiento adecuado en el intervalo inelástico sus propias características limitan las magnitudes de las fuerzas a las que quedan sometidas. Para ello es necesario que los elementos que componen la estructura tengan capacidad de admitir deformaciones inelásticas, muy importantes en determinadas zonas localizadas, sin fallas prematuras de cualquier tipo, y sin perder resistencia, necesaria para soportar los ciclos de cargas posteriores.

Los coeficientes sísmicos se han incrementado a lo largo del tiempo, en los reglamentos de todos los países, pues cada temblor nuevo de cierta intensidad proporciona información adicional sobre el tremendo poder destructivo de los terremotos.

En la ciudad de México, el reglamento de 1942 indicaba que los edificios de oficinas y departamentos de más de 16 m de altura se debían diseñar para resistir fuerzas horizontales correspondientes a un coeficiente sísmico de 0.025, de manera que la fuerza cortante en la base fuese un cuarentavo del peso total; las aceleraciones producidas por los temblores se suponían constantes con la altura. En estructuras muy importantes se aumentaba el coeficiente sísmico, que llegaba a ser de 0.10 para hospitales y escuelas. Las construcciones de alturas no mayores de 16 m no requerían de diseño sísmico. Al comparar los esfuerzos producidos por la combinación de acciones permanentes y sísmicas con los permisibles, éstos se incrementaban en un 33 por ciento con respecto a los utilizados para diseño por cargas muertas y vivas.

El reglamento de 1976 (RDF-76), en vigor hasta septiembre de 1985, fijaba un coeficiente sísmico de 0.24 para edificios de departamentos y oficinas (grupo B) construidos en la zona del antiguo lago, pero el diseño se hacía para las fuerzas correspondientes a ese coeficiente dividiendo entre el factor de ductilidad, que era igual a 4.0 en estructuras usuales, pero que también se permitía disminuciones de hasta seis veces ($Q = 6$); por consiguiente, las fuerzas de diseño de la mayoría de los edificios de departamentos y oficinas correspondían a un coeficiente sísmico reducido de 0.06. Para el diseño de escuelas, hospitales y otras estructuras importantes semejantes del grupo A, los coeficientes sísmicos se incrementaban en 30 por ciento.

Desde 1957 desapareció el límite de 16 m de altura del reglamento de 1942, pues varios de los edificios colapsados el 28 de julio de dicho año estaban por debajo de él.

Los sismos de septiembre de 1985 crean la necesidad de modificar el reglamento vigente (RDF-76). Si bien demostró que estructuras bien concebidas, bien diseñadas y bien construidas tienen una resistencia mucho mayor que la supuesta (de no ser así los daños hubieran excedido, con mucho, a los que se presentaron), también demostró que las torsiones excesivas, los cambios abruptos de rigidez y resistencia

de un entrepiso a otro, las fallas por cortante o por pandeo, o las conexiones y otros detalles mal concebidos o realizados, pueden hacer que la resistencia de los sistemas estructurales disminuyan drásticamente, sobre todo bajo temblores de larga duración que les exige gran ductilidad y capacidad de absorber energía, y sin deterioro apreciable de la resistencia lateral. El coeficiente sísmico para estructuras desplantadas en zona del lago pasa de 0.24 (RDF-76) a 0.40 (NEDF-85).

El uso de un factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$ (tan usado anteriormente) se restringe a aquellas estructuras que cumplan con los requisitos para marcos dúctiles, y se elimina el factor $Q = 6$. Se enfatiza en los aspectos y detalles estructurales que hacen que los edificios tengan una resistencia extra, que les permita soportar movimientos sísmicos mucho más intensos que los de diseño sin colapso e, inclusive, sin sufrir, en muchos casos daños excesivos.

El código RDF-87, que estaba en vigor hasta agosto de 1993, considera prácticamente los mismos niveles de fuerzas sísmicas de las Normas de Emergencia de 1985 (NEDF-85), y que son con los que hoy se diseñan las estructuras en el Valle de México. Sin embargo, hace mucho énfasis en los cuidados que se deben tener en los detalles y aspectos estructurales para aquellas estructuras diseñadas para comportarse dúctilmente. Las estructuras del grupo A (importantes) deben tener una resistencia lateral superior en 50 por ciento con respecto a las del grupo B. Los niveles permisibles de las deformaciones angulares de entrepiso ante los que se revisa el estado límite de servicio se disminuyen. Se clasifica al concreto de acuerdo a sus propiedades (clases 1 y 2). El uso de edificios altos y de mediana altura a base de sistemas de piso en losa plana aligerada prácticamente se limita, debido a la inconveniencia de los resultados de diseño. Esto es, según lo anterior, el nuevo código resulta más severo y más cuidadoso para aquellas estructuras potencialmente críticas ante sollicitaciones del tipo sísmicas.

Finalmente, cabe aclarar que el reglamento vigente para diseño de estructuras del D.F. es el que se aprobó en agosto de 1993; éste, prácticamente es igual al del RDF-87, en lo que se refiere a seguridad estructural.

1.2 Objetivos y alcance

De lo mencionado anteriormente consideramos necesario estudiar el comportamiento sísmico inelástico de tres estructuras irregulares en elevación y diseñadas con los requisitos del código RDF-87, sometidas a temblores reales, con objeto de comparar las respuestas sísmicas inelásticas con los niveles de diseño. Debido a que un análisis sísmico inelástico tridimensional implica un enorme trabajo numérico, para las estructuras en estudio se seleccionó sólo un eje central en la dirección de la irregularidad de la estructura, con propiedades dinámicas equivalentes a la estructura tridimensional.

Para cumplir el objetivo del trabajo, fue necesario seguir una metodología que a continuación se enuncia:

- a) Se realizó un análisis dinámico modal espectral tridimensional, y de los marcos planos seleccionados, representativos de cada una de las tres estructuras, se procuró que los desplazamientos relativos de entrepiso cumplieran con el límite permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso permitido por el reglamento de construcciones del D.F. (RDF-93). Los análisis sísmicos de este estudio se realizaron considerando la condición de empotramiento en planta baja (base fija); lo anterior obedece a tener una cimentación con pilotes de punta. Posteriormente en otro estudio se consideraron los efectos de la base flexible.
- b) Las cuantías de acero de refuerzo (longitudinal y transversal) de los diferentes miembros estructurales se proporcionaron según los requisitos generales y de marcos dúctiles requeridos por el RDF-93; se consideraron niveles de ductilidad global (Q) de 2.0 y 4.0.
- c) Con las respuestas tridimensionales se calibraron los marcos tipo seleccionados y se realizaron los análisis inelásticos paso a paso con el programa DRAIN-2D; se calcularon las respuestas no lineales a nivel de demandas máximas de ductilidad global y localmente, para comparar con los valores permisibles.
- d) Por último, se compararon los resultados obtenidos, se dan conclusiones y recomendaciones pertinentes prácticas para este tipo de edificios con irregularidades en elevación.

2. MODELOS DE ESTUDIO Y SOLICITACIONES

2.1 Modelos

Las estructuras de estudio son tres edificios típicos para oficina (grupo B) con diferentes irregularidades en elevación de su geometría y desplantados en la zona compresible del D.F. (zona III). Para fines de observar qué paso con su comportamiento sísmico elástico e inelástico, se consideró suficiente revisar la variación de la respuesta lateral analizando sólo la dirección de dichas construcciones en que los efectos de las irregularidades existentes son importantes; para los análisis inelásticos se utilizó sólo el marco interior (eje c).

El fin de estudiar estos tres edificios es poder comparar el comportamiento ante diferentes condiciones de estructuración, típicas de los edificios existentes en la Cd. de México. Cada uno de ellos será diseñado según criterios convencionales comunes en la práctica, a partir de un análisis sísmico modal espectral, incluyendo los efectos de las acciones del tipo vertical.

Las figs 2.1 a 2.3 presentan las características de las estructuras consideradas.

2.2 Solicitaciones

2.2.1 Cargas verticales

Para incluir los efectos de las cargas verticales (muertas y vivas) y para la determinación de los pesos y masas de los diferentes niveles de los modelos de estudio, necesarias para el análisis sísmico, consideraremos los siguientes tipos de cargas verticales.

a) Cargas muertas

Serán aquellas que resulten de considerar los pesos de los diferentes materiales usados en la construcción de la estructura (peso de elementos estructurales, rellenos, pisos, recubrimientos, etc), y que su intensidad no tenga variación con el tiempo. La tabla 2.1 muestra los diferentes conceptos y valores de cargas muertas utilizados, de acuerdo a consideraciones prácticas.

b) Cargas vivas

Serán aquellas que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente. Los valores de dichas cargas se tomarán de las propuestas por el código vigente. La tabla 2.2 contiene los valores de estas cargas, según el uso de la construcción.

La tabla 2.3 muestra los valores de las cargas gravitacionales totales que se usarán para el análisis de los modelos de estudio.

Cabe mencionar que aunque en las tablas de cargas no se muestran las correspondientes al peso propio de los elementos estructurales (columnas y vigas), éstas han sido consideradas también para la determinación del peso total de cada nivel.

2.2.2 Espectros de diseño

Para estimar los efectos sísmicos de los edificios de estudio se considerarán desplantados en la zona del lago del Valle de México; bajo las siguientes consideraciones, y de acuerdo con el RDF-87, se tiene que:

- Clasificación de la estructura:
Grupo B (art. 174)
- Zona en la que se desplantan las estructuras:

Zona III (terreno compresible) (art. 219)

- **Coefficiente sísmico**

$$c = 0.40 \text{ (art. 206)}$$

La fig 2.4 presenta los espectros de diseño para los factores de comportamiento sísmico (Q) de 1, 2 y 4. Para fines de los diseños de los edificios de estudio se utilizaron espectros para $Q = 2$ y 4; los desplazamientos laterales se revisarán con las respuestas calculadas con el espectro reducido, pero multiplicados por el factor Q , según lo especifica el código. Cabe aclarar que por tratarse de estructuras irregulares los factores de comportamiento sísmico, $Q = 2$ y $Q = 4$, se multiplican por 0.8 (sec. 4, NTC-SISMO), y vendrían a ser 1.6 y 3.2, respectivamente. Sin embargo, se hará referencia a ellos como $Q = 2$ y $Q = 4$.

2.2.3 Acelerograma

Para los análisis sísmicos dinámicos inelásticos se utilizó el acelerograma SCT-EW, registrado el 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México. Por problemas de tiempo y costo de cómputo, sólo consideraremos la parte intensa del temblor, dentro del intervalo de 30 a 80 s de los 180 s totales registrados. El intervalo de integración en los análisis paso a paso será de 0.02 s. La fig 2.5 muestra el registro correspondiente, digitalizado también a cada 0.02 s.

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 Análisis ante cargas laterales

3.1.1 Análisis dinámico modal espectral

Para fines de diseño se utilizará el método conocido como análisis dinámico modal espectral, para el cual se revisarán las condiciones de seguridad estructural, según los estados límite de falla y de servicio (desplazamientos laterales), de acuerdo al RDF-87.

Para los modelos en cuestión consideraremos que los elementos no estructurales (muros, entre otros) están desligados de la estructura, de tal modo que no sufrirán daños por las deformaciones de ésta. Así, y de acuerdo al art. 209, RDF-87, se revisará que en cada entrepiso la deformación angular no sea mayor que 0.012, durante la etapa de dimensionamiento.

La respuesta máxima total se obtendrá de superponer la respuesta máxima con que contribuye cada modo de vibración. Para lograr lo anterior, es necesario calcular para cada modo, el periodo, su configuración modal y posteriormente su participación en la respuesta total; para ello se utilizó el criterio de superposición modal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo) del RDF-87, a saber:

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

donde S_i es la respuesta máxima con que participa cada modo de vibración.

Para esto es necesario resolver el problema de valores característicos:

$$|K - w^2 M| = 0$$

donde:

K = Matriz de rigidez lateral de la estructura

M = Matriz de masas

w² = Frecuencia natural de vibración

3.1.2 Análisis sísmico estático

Para comparar con los resultados del análisis dinámico modal espectral, y además cumplir con la restricción de que el cortante basal dinámico no debe ser menor del 80 por ciento del correspondiente al análisis estático (sección 9.3, NTC-SISMO, RDF-87), se llevarán a cabo los análisis sísmicos estáticos correspondientes.

Para el análisis sísmico estático utilizaremos el método propuesto en el RDF-87 para diseño por sismo, tal que las fuerzas sísmicas estáticas se valuarán con:

$$F_i = \frac{C_s W_T}{Q} \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

donde:

Q = Factor de comportamiento sísmico

W_i = Peso del nivel i; **W_T** = Peso total

H_i = Altura del nivel i, medida desde la base de la estructura

C_s = Coeficiente sísmico

En caso de que el cortante basal dinámico resulte menor al 80 por ciento del estático, deberán factorizarse las fuerzas laterales de diseño hasta garantizar que al menos se alcance dicho porcentaje.

3.1.3 Resultados de los análisis ante cargas laterales

Para la obtención de resultados de los análisis ante cargas laterales (análisis sísmico) se hizo lo siguiente:

1. Dimensiones preliminares de elementos estructurales
2. Obtención del peso de cada nivel, necesarios para el análisis sísmico modal espectral y sísmico estático
3. Obtención de los modos y periodos de vibración de la estructura, necesarios para el cálculo de la respuesta máxima global
4. Cálculo de los desplazamientos horizontales totales máximos, utilizando el espectro de diseño
5. Cálculo de las deformaciones angulares de entrepiso y comparación con el nivel permisible de 0.012. De no cumplirse la restricción anterior se volverá al punto 1, suponiendo nuevas dimensiones, hasta obtener las que satisfagan dicho requisito. Lo anterior se hizo con los resultados del espectro sin reducir.
6. Cálculo de fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas
7. Comparación del cortante basal estático (V_{0e}) y dinámico (V_{0d}), tal que:

$$\frac{V_{0d}}{V_{0e}} \geq 0.8$$

De no cumplirse dicha relación se factorizarán las respuestas sísmicas dinámicas hasta asegurar que dicha relación se satisfaga.

Las fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso así obtenidas serán las que rijan el diseño ante cargas laterales.

3.1.4 Análisis sísmico inelástico

Para comparar el comportamiento de los tres modelos diseñados convencionalmente, se someterán ante los efectos de un sismo real, observando si incursionan en el rango inelástico; esto se logra realizando un análisis sísmico no lineal paso a paso, en el dominio del tiempo. De esto se abundará más en el capítulo 5.

3.2 Criterios de diseño de estructuras de concreto

El diseño de los elementos estructurales se realizó siguiendo las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) del RDF-87. A continuación se presenta un resumen de los lineamientos de uso general y para marcos dúctiles.

3.2.1 Requisitos para el diseño de elementos estructurales en los que utiliza un factor de comportamiento sísmico de $Q = 4.0$ (marcos dúctiles)

3.2.1.1 Materiales

- Concreto. El concreto que se utilice para los marcos dúctiles deberá tener una resistencia no menor de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Para los modelos en cuestión hemos utilizado concreto de resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, ya que de esta manera se asegura el empleo de concreto clase 1, que además de mejorar el comportamiento de la estructura (resultado de un mejor control de calidad), permite reducir notablemente las deflexiones de la estructura ya que su módulo de elasticidad es notablemente mayor que el correspondiente a concretos clase 2:

$$\text{Clase 1, } E_c = 14000 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Clase 2, } E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$$

- Acero de refuerzo. Deben emplearse barras corrugadas con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.1.2 Miembros a flexión

Son todos aquellos elementos estructurales (vigas y columnas) que resisten la acción de cargas axiales no mayores que un décimo del área bruta de la sección transversal, multiplicado por la resistencia f'_c del concreto, esto es:

$$P_u \leq \frac{A_g}{10} f'_c$$

3.2 Criterios de diseño de estructuras de concreto

El diseño de los elementos estructurales se realizó siguiendo las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) del RDF-87. A continuación se presenta un resumen de los lineamientos de uso general y para marcos dúctiles.

3.2.1 Requisitos para el diseño de elementos estructurales en los que utiliza un factor de comportamiento sísmico de $Q = 4.0$ (marcos dúctiles)

3.2.1.1 Materiales

- Concreto. El concreto que se utilice para los marcos dúctiles deberá tener una resistencia no menor de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Para los modelos en cuestión hemos utilizado concreto de resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, ya que de esta manera se asegura el empleo de concreto clase 1, que además de mejorar el comportamiento de la estructura (resultado de un mejor control de calidad), permite reducir notablemente las deflexiones de la estructura ya que su módulo de elasticidad es notablemente mayor que el correspondiente a concretos clase 2:

$$\text{Clase 1, } E_c = 14000 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Clase 2, } E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$$

- Acero de refuerzo. Deben emplearse barras corrugadas con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.1.2 Miembros a flexión

Son todos aquellos elementos estructurales (vigas y columnas) que resisten la acción de cargas axiales no mayores que un décimo del área bruta de la sección transversal, multiplicado por la resistencia f'_c del concreto, esto es:

$$P_u \leq \frac{A_g}{10} f'_c$$

1. Requisitos geométricos

a) $d \leq L/4$

donde:

d = Peralte efectivo

L = Claro del miembro

b) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0

c) En sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30

d) El ancho de vigas no será menor de 25 cm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega

Los requisitos geométricos anteriores fueron verificados para los edificios de estudio, en la etapa de revisión del estado límite de servicio.

2. Refuerzo longitudinal

a) Todos los miembros a flexión de marcos dúctiles, contarán en todas sus secciones con acero de refuerzo longitudinal, tanto en el lecho superior como en el lecho inferior. En cada lecho el porcentaje mínimo de acero será:

$$P_{mín} \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

El área de acero a tensión no excederá del 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada.

b) El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección, a lo largo del miembro, el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos (ver fig 3.1); para valuar los efectos de flexión durante la etapa de diseño, se usará un valor de reducción de resistencia, F_R , de 0.9

3. Refuerzo transversal

Se deberá suministrar estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (# 2.5) en las zonas siguientes:

- a) En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo
- b) En la porción del elemento que se halle igual a dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, se va a formar una articulación plástica. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección (ver fig 3.2).

La separación de los estribos, en las zonas críticas antes mencionadas, no excederá ninguno de los valores siguientes:

$$S_s \leq \begin{cases} 0.25d \\ 8\phi \text{ varilla longitudinal más delgada} \\ 24\phi \text{ estribo} \\ 30\text{cm} \\ \text{Requerido por fuerza cortante} \end{cases}$$

Fuera de las zonas críticas la separación no será mayor que $0.5d$; d es el peralte efectivo.

4. Requisitos por fuerza cortante

Con el fin de asegurar que la falla a cortante en los elementos a flexión se presente posteriormente a la formación de articulaciones plásticas ubicadas en los extremos de estos elementos, la fuerza cortante resistente se determinará considerando dos posibles opciones, dependiendo del valor del factor de reducción de resistencia a utilizar. Estas dos opciones dependen de la manera en que se obtiene la fuerza cortante última actuante, a saber:

- Primera opción. Se empleará un factor de reducción de resistencia igual a 0.8 cuando la fuerza cortante última actuante, $V_{u,c}$, se obtiene en función del equilibrio interno, que toma en cuenta los momentos resistentes en los extremos del elemento. Sin embargo, estos momentos resistentes no deberán incluir al factor de reducción de resistencia y el esfuerzo en el acero de refuerzo de tensión se supondrá un 25 por ciento superior al esfuerzo de fluencia

- Segunda opción. Se empleará un factor de reducción de resistencia igual a 0.6 cuando la fuerza cortante última actuante, V_{uR} , se obtiene del análisis estructural elástico, tomando en cuenta las diferentes combinaciones de carga

En el presente trabajo, el dimensionamiento por fuerza cortante se determinó a partir de la segunda opción.

5. Cálculo de la fuerza cortante resistente

La fuerza cortante resistente de los elementos de concreto reforzado se define, en términos generales, como la suma de la capacidad a fuerza cortante del concreto simple más la capacidad a cortante del refuerzo transversal.

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

La fuerza cortante última actuante en cualquier sección es igual a la suma de las fuerzas cortantes últimas actuantes debidas a las combinaciones de cargas permanentes, eventuales y accidentales.

Ahora bien, para miembros a flexión de marcos dúctiles, se indica lo siguiente:

- Si la fuerza cortante última actuante debido a los efectos de sismo (V_{uR}) es menor que la mitad de la fuerza cortante última actuante total, entonces se acepta que la fuerza cortante resistente es igual a la suma de la contribución del concreto simple más la contribución del refuerzo transversal:

$$\text{Si } V_{uR} < 0.5 V_{uR_{total}}$$

$$\text{entonces } V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

- Si la fuerza cortante última actuante debido a los efectos sísmicos es mayor o igual que la mitad de la fuerza cortante total, se desprecia la contribución del concreto simple y se considera que la fuerza cortante resistente, es la correspondiente únicamente al refuerzo transversal

$$\text{Si } V_{uR} \geq 0.5 V_{uR_{total}}$$

$$\text{entonces } V_R = V_{SR}, V_{CR} = 0$$

3.2.1.3 Miembros a flexocompresión

Se consideran miembros a flexocompresión aquellos elementos en los que la carga axial de diseño P_u , es mayor que un décimo del área bruta de la sección transversal (A_g) multiplicada por la resistencia f'_c del concreto. Por lo general, los miembros que trabajan en esta situación son las columnas:

$$P_u > \frac{A_g}{10} f'_c$$

1. Requisitos geométricos

A continuación se presentan las relaciones que determinan los valores máximos y mínimos de las dimensiones de la sección transversal, que deben tener estos miembros (ver fig 3.3).

$$\cdot b \geq 30 \text{ cm}$$

$$\cdot b \geq H/15$$

$$\cdot h \leq 2.5 b$$

Estos requisitos, al igual que los de elementos a flexión, se emplearon para la revisión del estado límite de servicio, de los edificios de interés de este trabajo.

Así mismo, se debe cumplir que:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5 f'_c}$$

2. Resistencia mínima a flexión

Con el objeto de asegurar que las estructuras se comporten adecuadamente ante sismos de magnitud considerable, se requiere que las columnas presenten mayor capacidad resistente que las trabes, buscando con ello asegurar que las articulaciones plásticas potenciales, se presenten en estas últimas. Para cumplir lo anterior, se han establecido dos opciones.

- Primera opción. Se podrá tomar un valor del factor de reducción de resistencia igual a 0.8 si se asegura que en todos los nudos de los marcos dúctiles, se cumple con la siguiente ecuación:

$$\sum M_o \geq 1.5 \sum M_g$$

donde:

$\sum M_o$ = Suma de momentos resistentes de diseño de las vigas

$\sum M_g$ = Suma de momentos resistentes de diseño de las columnas

Lo anterior, deberá cumplirse tomando en cuenta que los momentos de las columnas son opuestos a los de las trabes para tener los nudos en equilibrio.

Esta opción, tiene a su vez dos posibilidades, dependiendo del tipo de falla del elemento.

- a) Si la falla es en compresión, la carga última actuante, P_{ua} , se obtendrá adicionando a las cargas muertas y vivas, $P_{ua_{cm}}$ y $P_{ua_{cv}}$, dos veces la carga por sismo, P_{ua_s} ; lo anterior conduce a incrementar el acero de refuerzo en la columna
 - b) Si la falla es de tensión, la carga última actuante P_{ua} , se obtendrá adicionando a las cargas muertas y vivas, únicamente la carga por sismo, P_{ua_s} , para evitar que se reduzca el acero de refuerzo en la columna
- Segunda opción. Se tomará un valor del factor de reducción de resistencia igual a 0.6, si las columnas se dimensionan empleando los momentos flexionantes y las fuerzas axiales factorizadas obtenidas del análisis estructural. En el presente trabajo el dimensionamiento de las columnas se hizo tomando en cuenta la segunda opción

3. Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal de miembros a flexocompresión que forman parte de marcos dúctiles, además de cumplir con las disposiciones para elementos convencionales, deberán cumplir con lo siguiente:

- La cuantía del refuerzo longitudinal estará dentro de los límites que a continuación se mencionan:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

donde:

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

4. Refuerzo transversal

- a) Confinamiento del concreto simple. Desde el punto de vista de confinamiento del núcleo del concreto, los elementos sujetos a flexocompresión se pueden considerar divididos en dos zonas; las que se consideran más críticas y las convencionales
- Zonas críticas. Las zonas críticas de los elementos a flexocompresión se han definido de la siguiente manera: en ambos extremos de las columnas (zona 1), el extremo correspondiente a la unión con el terreno de las columnas de planta baja (zona 2), y finalmente la parte de las columnas de planta baja que se localizan dentro de la cimentación (zona 3). La localización y longitudes de estas zonas se muestran en la fig 3.4
 - Refuerzo transversal en zonas críticas. En las zonas críticas antes mencionadas se establece que la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos deberá cumplir de acuerdo a lo siguiente: (ver fig 3.5)

A_{sh} = Area de acero de estribos más grapas

s = Separación del refuerzo transversal

$$A_{shx} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} (s \cdot h_{cx}) \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_y} (s \cdot h_{cx}) \end{cases}$$

$$A_{shy} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} (s \cdot h_{cy}) \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_y} (s \cdot h_{cy}) \end{cases}$$

- Refuerzo transversal en zonas convencionales. Para las zonas convencionales de las columnas se especifica que el refuerzo transversal debe cumplir con las especificaciones 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto, correspondientes a elementos comunes
5. Requisitos por fuerza cortante. En los miembros sujetos a flexocompresión de marcos dúctiles es indispensable asegurar que la falla por cortante no se presente antes que se formen las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas; para cumplir lo anterior se reduce la fuerza cortante resistente de las columnas empleando un factor de resistencia $F_R = 0.5$; o bien, se incrementa la fuerza cortante actuante, como resultado de un análisis del equilibrio interno del elemento, a partir de los momentos resistentes, empleándose entonces un factor de resistencia $F_R = 0.80$. En los diseños del presente trabajo se optó por utilizar $F_R = 0.50$, con las fuerzas cortantes últimas actuantes, V_{ua} , obtenidos del análisis estructural.
 6. Capacidad a fuerza cortante. En elementos sujetos a flexocompresión, igual que en el caso de elementos sujetos a flexión, la fuerza cortante resistente se define como la suma de la capacidad a fuerza cortante del concreto simple, más la capacidad a fuerza cortante del refuerzo transversal. En las Normas Técnicas Complementarias para Concreto del RDF-87, se indica que

$$P_{ua\ total} \leq \frac{A_g f'_c}{20}$$

y que si la fuerza cortante última actuante debido al sismo es menor que la mitad de la fuerza cortante última actuante total, entonces la fuerza cortante resultante se define como la suma de la capacidad del concreto más la capacidad del refuerzo transversal, a saber:

$$\text{Si } V_{ua} < 0.5 V_{ua\ total}$$

$$\text{entonces } V_R = V_{cR} + V_{SR}$$

Pero si la fuerza cortante última actuante debido al sismo es mayor o igual que la mitad de la fuerza cortante última actuante total, se desprecia la contribución del concreto simple, esto es:

$$\text{Si } V_{ua} \geq 0.5 V_{ua\ total}$$

$$\text{entonces: } V_R = V_{SR}; V_{cR} = 0.0$$

3.2.2 Revisión de los estados límite de falla

3.2.2.1 Miembros a flexión

Las ecuaciones que gobiernan la revisión del estado límite de falla para miembros a flexión son las siguientes:

I. REFUERZO POR FLEXIÓN

a) Trabes sin acero de compresión:

$$M_R = F_R b d^2 \rho f_y \left[1 - \frac{\rho f_y}{2 f_c''} \right] \quad (1)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}; \quad F_R = 0.90$$

donde:

$$M_R \geq M_{Us}$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}; \quad \rho_{\max} = 0.75 \rho_b; \quad \rho_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

Conocido M_u y las dimensiones b y d , y al diseñar al límite inferior ($M_u = M_R$), entonces el porcentaje de acero necesario, ρ , será

$$\rho_{nec} = \frac{1}{2} \left[\frac{2 f_c''}{f_y} - \sqrt{2 \frac{f_c''}{f_y} - \frac{8 f_c'' M_u}{F_R b d^2 f_y^2}} \right] \quad (2)$$

b) Trabes con acero de compresión:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (3)$$

donde:

$$a = \frac{A_s - A'_s}{f'_c b} f_y; \quad F_R = 0.90$$

debiéndose cumplir $M_R \geq M_u$ y

$$p - p' \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_y}$$

Al hacer el término de la derecha igual a C1.

tenemos que:

$$(p - p') \geq C1 \quad (4)$$

En caso de que no se cumpla con la restricción (4), lo cual implica que el acero a compresión no esté fluyendo, la resistencia del elemento se obtendrá por compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, como se muestra a continuación (ver fig 3.6)

Por deformaciones se tiene que

$$\frac{e_c}{a} = \frac{e_s}{d-a}, \quad \text{entonces } e_s = \left(\frac{d}{a} - 1\right) e_c \quad (5)$$

$$\frac{e_c}{a} = \frac{e'_s}{a-d'}, \quad \text{entonces } e'_s = \left(1 - \frac{d'}{a}\right) e_c \quad (6)$$

Por equilibrio de fuerzas tenemos que:

$$C_c + C_s - T_s = 0 \quad (7)$$

donde:

$$C_c = 0.8 a f'_c b \quad (\text{Fuerza de compresión en el concreto})$$

$$C_s = A'_s f_s = A'_s E_s e'_s \quad (\text{Fuerza de compresión en el acero})$$

$$T_s = A_s f_y \quad (\text{Fuerza de tensión en el acero})$$

La ec 7 se puede resolver para "a", debiéndose revisar lo siguiente:

si $e'_s \leq 0.0021$, entonces no fluye el acero de compresión

si $e_s \geq 0.0021$, entonces fluye el acero de tensión

Así, entonces:

$$M_R = F_R \left[Cc \left(d - \frac{0.8a}{2} \right) + Cs (d-d') \right] \quad (8)$$

Para secciones doblemente armadas,

$$A_s \leq (A_{sb} + A'_s) 0.75 \quad (9)$$

donde:

A_s : Area de acero a tensión

A'_s : Area de acero a compresión

A_{sb} : Area de acero para la falla balanceada ($A_{sb} = p_b bd$)

Para el cálculo de A_s , y A'_s , considerando que A'_s fluye, se puede hacer lo siguiente:

Como $M_u > M_{u1}$ (momento resistente máximo como simplemente armada)

donde M_{u1} resulta de aplicar la ec 1, para $p = 0.75 p_b$, entonces

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = (A_s - A_{s,máx}) F_R f_y (d-d')$$

donde:

$A_{s,máx} = 0.75 p_b$; despejando A_s , tenemos que

$$A_s = \frac{M_{u2}}{F_R f_y (d-d')} + A_{s,máx} \quad (10)$$

Al cumplir con la restricción de la ec 9, resulta que

$$A_s' = \frac{A_s}{0.75} - A_{sb} \quad (11)$$

Lo anterior debe cumplir siempre con el requisito de la ec 4.

II. REFUERZO POR CORTANTE

a) Fuerza cortante que toma el concreto

Las expresiones para calcular V_{CR} que se presentan enseguida para distintos elementos, son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento paralelo a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_{CR} , en 30 por ciento.

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} , se calculará con el siguiente criterio.

$$\text{si } p < 0.01, V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c'} \quad (12)$$

$$\text{si } p \geq 0.01, V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f_c'} \quad (13)$$

b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos.

No se tendrá en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45° , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30° .

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm (Nº. 2), espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior, así como cuando V_u sea mayor que V_{CR} , se requiere refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso, la separación, s , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \quad (14)$$

donde A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido a una distancia s , y θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza. En la ec 14, A_v debe estar en cm^2 , f_y en kg/cm^2 , V_u y V_{CR} en kg , y b y d en cm . La separación resulta en cm .

La separación, s , no deberá ser menor de 5 cm

Si V_u es mayor que V_{CR} , pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad (15)$$

la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.5d.

Si V_u es mayor que lo que resulte de aplicar la ec 15, la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.25d.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a

$$2 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Para la separación de estribos, y según sea el caso, deberán observarse las limitaciones para marcos dúctiles.

3.2.2.2 Miembros a flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de la sec. 2.1.1 de las NTC-Concreto del RDF-87, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

a) Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h \geq 2.0 \text{ cm}$, donde h es la dimensión de la sección en la dirección que se considera la flexión

b) Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de 2.1.1 para secciones cuadradas o rectangulares; también puede usarse la expresión siguiente.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}} \quad (16)$$

donde

P_R = Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y

P_{Ro} = Carga axial resistente de diseño suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{Rx} = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{Ry} = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ec 16 es válida para $P_R/P_{Ro} \geq 0.10$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en a).

Para valores de P_R/P_{Ro} menores que 0.10, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

donde M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño según los ejes X y Y; M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

e) Fuerza cortante

En miembros a flexocompresión en los que p_u no excede de

$$0.7 f_c^* A_g + 2000A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs 12 y 13 por

$$1 + 0.007 \left(\frac{P_u}{A_g} \right)$$

Para valuar p se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares.

Si P_u es mayor que

$$0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

se hará variar linealmente V_{CR} , en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = A_g f_c'' + A_s f_s$$

En miembros sujetos a flexotensión, V_{CR} se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs 12 y 13 por

$$1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right)$$

P_u es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso; A_g el área bruta de la sección transversal, y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2 .

4. ANÁLISIS Y DISEÑO SEGÚN EL CÓDIGO RDF-87

4.1 Análisis ante cargas gravitacionales

Las acciones del tipo gravitacional (cargas muertas y vivas) se calcularán para posteriormente combinarlas con las acciones laterales obtenidas de los análisis sísmicos.

Las cargas que actúan en los marcos de los modelos de estudio son del tipo que se muestran en la fig 4.1

donde:

- P:** Carga concentrada debido a la descarga de traveses secundarias
- W:** Carga uniformemente distribuida debido al peso propio de la viga y sistema de piso
- Pc:** Carga concentrada en el nudo debido a la descarga de las traveses perpendiculares y al peso propio de la columna del entrepiso.

Las figs 4.2 a 4.3 muestran las áreas tributarias consideradas para el cálculo de estas fuerzas.

4.2 Análisis ante cargas laterales

Estas fuerzas serán las obtenidas del análisis sísmico modal espectral, siempre y cuando se cumpla que el cortante basal (Vod) sea mayor que el 80 por ciento del obtenido del análisis sísmico estático (Voe); en caso contrario, se hará el ajuste para que así sea.

4.3 Combinaciones de cargas

Para fines de diseño, según el RDF-87, deben considerarse los siguientes tipos de carga:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga debida a sismo

y revisarse ante las combinaciones siguientes:

I) $F_c (CM + CV)$; $F_c = 1.4$

II) $F_c (CM + CV \pm CS)$; $F_c = 1.1$

En los diseños del presente trabajo se utilizaron los factores de ductilidad global (Q) de 2.0 y 4.0; por tanto, las fuerzas debidas a los efectos sísmicos vienen a ser la mitad (Q = 2) y la cuarta parte (Q = 4.0) con respecto a las correspondientes del espectro de diseño elástico (Q = 1.0).

4.4 Resultados del análisis

4.4.1 Modelo 1

4.4.1.1 Dimensiones generales

La tabla 4.1 muestra las dimensiones generales y propiedades geométricas de trabes y columnas del modelo 1.

4.4.1.2 Cargas verticales.

La fig 4.4 muestra los tipos de cargas verticales resultantes de considerar los valores de áreas tributarias, cargas por unidad de área y peso propio de la estructura.

4.4.1.3 Pesos y masas

En tabla 4.2 se tienen los pesos y las masas de cada nivel en el modelo 1.

4.4.1.4 Configuraciones modales

En la fig 4.5 se tienen las configuraciones modales del modelo 1 para los tres primeros modos.

4.4.1.5 Periodos de vibración libre

La tabla 4.3 muestra los periodos de vibración libre de los 5 primeros modos del modelo 1.

4.4.1.6 Desplazamientos laterales máximos totales, estáticos y dinámicos

La tabla 4.4 tiene los desplazamientos máximos totales estáticos y dinámicos del modelo 1. En la fig 4.6 se grafican dichos valores.

El nivel 10 resulta con un desplazamiento dinámico del 73 por ciento del correspondiente estático.

4.4.1.7 Deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas

La tabla 4.5 presenta las deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas del modelo 1. Se observa un valor máximo de 0.0144 para el caso del análisis estático. Sin embargo, es de 0.0111 para el análisis dinámico, menor que el valor permisible (0.012). En la fig 4.7 se grafican estos valores.

4.4.1.8 Fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas, estáticas y dinámicas

La tabla 4.6 muestra las fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas del modelo 1, estáticas y dinámicas.

De las fuerzas cortantes en la base tenemos que:

Cortante basal dinámica (V_{od}) = 509.32 t

Cortante basal estática (V_{oe}) = 747.00 t

$$\frac{V_{od}}{V_{oe}} = \frac{509.32}{747.00} = 0.68 < 0.80$$

entonces se procederá a corregir las fuerzas sísmicas dinámicas, tal que:

$$V_{od} = 0.8 V_{oe}$$

La tabla 4.7 tiene las fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso corregidas, mismas que se utilizan para el análisis ante cargas laterales y sus combinaciones (ver fig 4.8).

En la fig 4.9 se grafican los cortantes de entrepiso estáticos, dinámicos y dinámicos corregidos.

4.4.2 Modelo 2

4.4.2.1 Dimensiones generales

La tabla 4.8 muestra las dimensiones generales y propiedades geométricas de trabes y columnas del modelo 2.

4.4.2.2 Cargas verticales

La fig 4.10 presenta los tipos de cargas verticales resultantes de considerar los valores de áreas tributarias, cargas por unidad de área y peso propio de la estructura.

4.4.2.3 Pesos y masas

En la tabla 4.9 se tienen los pesos y las masas de cada nivel en el modelo 2.

4.4.2.4 Configuraciones modales

En la fig 4.11 contiene las configuraciones modales del modelo 2 para los tres primeros modos.

4.4.2.5 Períodos de vibración libre

La tabla 4.10 muestra los periodos de vibración libre de los 5 primeros modos del modelo 2.

4.4.2.6 Desplazamientos laterales máximos totales, estáticos y dinámicos

La tabla 4.11 tiene los desplazamientos máximos totales estáticos y dinámicos del modelo 2. En la fig 4.12 se grafican dichos valores. Se observa que en el nivel 10 se presenta un desplazamiento dinámico del orden del 82 por ciento del correspondiente estático.

4.4.2.7 Deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas

La tabla 4.12 muestra las deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas del modelo 2. Se observa un valor máximo de 0.0137 para el caso del análisis estático. Sin embargo, es de 0.0113 para el análisis dinámico, menor que el valor permisible (0.012). En la fig 4.13 se grafican estos valores.

4.4.2.8 Fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas, estáticas y dinámicas

La tabla 4.13 presenta las fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas del modelo 2, estáticas y dinámicas.

De las fuerzas cortantes en la base tenemos que:

Cortante basal dinámico (Vod) = 556.66 t

Cortante basal estático (V_{oe}) = 671.52 t

$$\frac{V_{od}}{V_{oe}} = \frac{556.66}{671.52} = 0.829 > 0.80$$

esto es, las fuerzas laterales obtenidas del análisis dinámico serán, sin corregir, las que se utilicen para el análisis ante cargas laterales y sus combinaciones (ver fig 4.14).

La fig 4.15 grafica las cortantes de entrepiso estáticos y dinámicos.

4.4.3 Modelo 3

4.4.3.1 Dimensiones generales

La tabla 4.14 muestra las dimensiones generales y propiedades geométricas de trabes y columnas del modelo 3.

4.4.3.2 Cargas verticales

La fig 4.16 presenta los tipos de cargas verticales resultantes de considerar los valores de áreas tributarias, cargas por unidad de área y peso propio de la estructura.

4.4.3.3 Pesos y masas

La tabla 4.15 tiene los pesos y las masas de cada nivel en el modelo 3.

4.4.3.4 Configuraciones modales

En la fig 4.17 muestra las configuraciones modales del modelo 3 para los tres primeros modos.

4.4.3.5 Periodos de vibración libre

La tabla 4.16 contiene los periodos de vibración libre de los 5 primeros modos del modelo 3.

4.4.3.6 Desplazamientos laterales máximos totales, estáticos y dinámicos

La tabla 4.17 presenta los desplazamientos máximos totales estáticos y dinámicos del modelo 3. En la fig 4.18 se grafican dichos valores. En el nivel 10 resulta un desplazamiento dinámico del orden del 84 por ciento del correspondiente estático.

4.4.3.7 Deformaciones angulares de entrepiso, estáticas y dinámicas

La tabla 4.18 tiene las deformaciones angulares de entrepiso estáticas y dinámicas del modelo 3. Se observa un valor máximo de 0.0135 para el caso del análisis estático. Sin embargo, es de 0.0114 para el análisis dinámico, menor que el valor permisible (0.012). En la fig 4.19 se grafican estos valores.

4.4.3.8 Fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas, estáticas y dinámicas

La tabla 4.19 muestra las fuerzas cortantes de entrepiso y fuerzas sísmicas del modelo 3, estáticas y dinámicas.

De las fuerzas cortantes en la base tenemos que:

Cortante basal dinámico (Vod) = 564.86 t

Cortante basal estático (Voe) = 663.17 t

$$\frac{Vod}{Voe} = \frac{564.86}{663.17} = 0.852 > 0.80$$

esto es, las fuerzas laterales obtenidas del análisis dinámico serán, sin corregir, las que se utilicen para el análisis ante cargas laterales y sus combinaciones (ver fig 4.20)

La fig 4.21 grafican los cortantes de entrepiso, estáticos y dinámicos.

4.5 DISEÑO

4.5.1 Cálculo de las cuantías de acero de refuerzo

Conocidas las combinaciones críticas de elementos mecánicos últimos, se procedió al diseño de los miembros estructurales de los tres edificios de estudio; sólo se

muestran los resultados de los armados y resistencias finales del eje central en la dirección de la irregularidad existente en cada estructura.

Para el diseño de los elementos sujetos a flexocompresión haremos uso de las "Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado", disponibles en las Normas Técnicas para Diseño de Estructuras de Concreto del RDF-87, editadas por el Instituto de Ingeniería, UNAM.

4.5.1.1 Ejemplos de diseño

Con objeto de ejemplificar el diseño de los diferentes elementos estructurales, a continuación se muestra el procedimiento utilizado para el diseño de alguno de ellos; de igual forma se procedió para el resto de miembros.

a) Elementos tipo a flexión

- Primer modelo, $Q = 4.0$
- Nivel 7
- Sección de 30 x 80 cm
- Elementos mecánicos últimos (Ver fig 4.22)
- Cortante producido por el sismo

$$V_{sisa} = 16.06 \text{ t}$$

Al diseñar los extremos, en ejes 1 y 3:

$$M_u^{(l)} = 86.78 \text{ t-m}, M_u^{(l)}/2 = 43.39 \text{ t-m}$$

$$M_u^{(r)} = 29.78 \text{ t-m} < M_u^{(l)}/2; \text{ entonces } M_u^{(r)} = 43.39 \text{ t-m}$$

$$V_u = 31.8\text{t}, V_u/2 = 15.9\text{t} < V_{sisa} = 16.06\text{t}; \text{ entonces, } \\ V_R = V_{SR} \text{ (estribos)}; V_{CR} = 0.0$$

Al suponer $d = 74 \text{ cm}$; $d' = 5 \text{ cm}$

y usando las ecs 10 y 11 tenemos:

$$A_s = 39.98, A'_s = 7.02 \text{ cm}^2$$

Al verificar con la ec 3, $M_R = 88.13 \text{ t-m} > M_u^{(+)} \therefore$ bien

Revisemos $M_R^{(+)}$ con la ec 8:

$$A_s = 7.02 \text{ cm}^2, A'_s = 36.98 \text{ cm}^2, d = 75 \text{ cm}, d' = 6 \text{ cm}$$

Entonces, $M_R^{(+)} = 18.87 \text{ t-m} < M_u^{(+)} = 43.39 \text{ t-m} \therefore$ no cumple

Propongamos más acero a compresión para el cálculo de $M_R^{(+)}$:

$$A_s = 34 \text{ cm}^2, A'_s = 16.5 \text{ cm}^2$$

$$\therefore M_R^{(+)} = 87.22 \text{ t-m} = M_u^{(+)} \therefore$$
 bien

Al revisar la restricción de la ec 4:

$$p-p' = 0.0079 > C_1 = 0.0073 \therefore$$
 bien

Al revisar $M_R^{(+)}$ con la ec 8, donde:

$$d = 75 \text{ cm}, d' = 6 \text{ cm},$$

$$A_s = 16.5 \text{ cm}^2, A'_s = 34 \text{ cm}^2$$

$$\therefore M_R^{(+)} = 43.86 \text{ t-m} \approx M_u^{(+)} \therefore$$
 bien

Verificando cuál es el estado de deformaciones del acero de refuerzo (tensión y compresión), se tiene que:

$$\text{Acero tensión: } e_s = 0.0273 > 0.0021 \text{ (fluye) } \therefore$$
 bien

$$\text{Acero compresión: } e'_s = 0.0006 < 0.0021 \text{ (no fluye) } \therefore$$
 bien

Por último, revisemos la restricción de la ec 9:

$$A_s \leq (A_{sb} + A'_s) 0.75$$

donde:

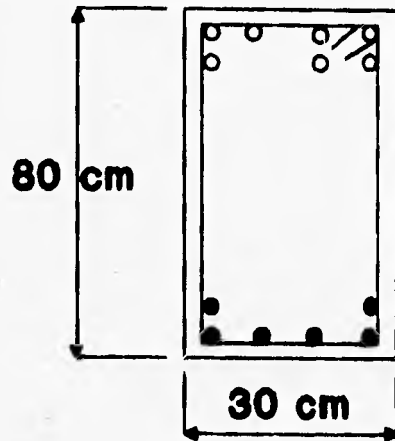
$$A_{sb} = 0.019 \times 30 \times 74 = 42.18 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 16.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{entonces: } (42.18 + 16.5) 0.75 = 44.01 \text{ cm}^2 > A_s = 34 \text{ cm}^2 \therefore$$
 bien

∴ se acepta la sección

Armado propuesto:



○ 7 # 8 (35.49 cm²)

● 6 # 6 (17.1 cm²)

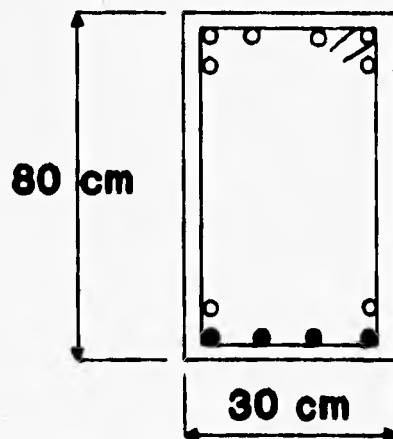
Cálculo del refuerzo transversal por tensión diagonal, con $F_R = 0.6$. A partir de la ec 14 y utilizando estribos del # 4, se tiene lo siguiente:

Para $V_u = 31.8$ t (de los ejes 1 y 3), $s = 25$ cm

$$S_{max} \leq \begin{cases} 0.25 d & = 18.5 \text{ cm} \\ 8 \times 1.9 & = 15.2 \text{ cm (rige)} \\ 24 \times 1.27 & = 30.48 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} & \end{cases}$$

∴ Usaremos E # 4 @ 15 cm

El refuerzo longitudinal y transversal propuesto para los extremos del eje 2, siguiendo un procedimiento análogo, resulta como sigue:



○ 6 # 8 (30.42 cm²)

○ 4 # 6 (11.4 cm²)

● 2 # 5 (3.96 cm²)

b) Elementos tipo a flexocompresión

- Primer modelo $Q = 4$
- Sección de 100×100 cm
- Elementos mecánicos últimos:

$$V_u = 41.17 \text{ t}$$

$$P_u = 604.51 \text{ t}$$

$$M_{u_{\text{máx}}} = 115.26 \text{ t-m}$$

Constantes:

$$\rho_{\text{min}} = 0.01$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.04$$

$$F_R = 0.60$$

$$K = \frac{604.51 \times 10^3}{0.6 \times 100^2 \times 170} = 0.59$$

$$R = \frac{118.26 \times 10^5}{0.6 \times 100^3 \times 170} = 0.12$$

Con varillas del # 10 y estribos del # 4:

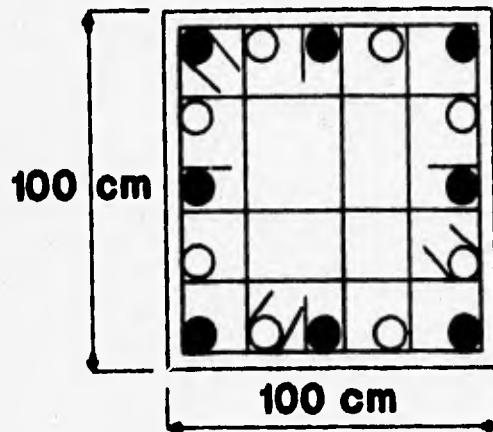
$$d/h = \frac{100 - 5.07}{100} = 0.95$$

Al utilizar los diagramas de interacción para diseño, de la fig 9 de las Ayudas de Diseño, resulta que:

$$q = 0.10, \text{ tal que } p = 0.10 \times 170/4200 = 0.004 < \rho_{\text{min}}$$

$$\therefore \text{ Usaremos } \rho_{\text{min}} = 0.01; \text{ así, } A_s = 100 \text{ cm}^2$$

Armado propuesto:



● 8 # 10 (63.36 cm²)

○ 8 # 8 (40.56 cm²)

Revisión por tensión diagonal:

$$V_u = 41.17 \text{ t}; \quad V_{\text{sismo}} = 40.12 \text{ t}$$

$$V_u/2 = 20.6 \text{ t} < V_{\text{sismo}} = 40.12 \text{ t}$$

$$\therefore V_R = V_{SR} \text{ (estribos); } V_{CR} = 0.0$$

Límite de V_u

$$V_u < 2 F_R b d \sqrt{f'_c} = 2 \times 0.5 \times 100 \times 96 \sqrt{200} = 135.76 \text{ t}$$

∴ Se acepta la sección de 100x100 cm

Separación de estribos:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

Con estribos de # 5 en 5 ramas:

$$A_v = 5 \times 1.98 = 9.9 \text{ cm}^2, \text{ y entonces:}$$

$$s = \frac{0.5 \times 9.9 \times 4200 \times 96}{41.17 \times 10^3} = 48.48 \text{ cm}$$

pero, la separación no debe ser mayor que:

$$a) \quad \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.5 \times 9.9 \times 4200}{3.5 \times 100} = 59.40 \text{ cm}$$

$$b) \quad d/2 \quad \text{si} \quad Vu < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} = 1.5 \times 0.5 \times 100 \times 96 \times \sqrt{200} = 101.83 \text{ t}$$

$$d/4 \quad \text{si} \quad Vu > 1.5 F_R d b \sqrt{f_c'}$$

$$d/2 = 96/2 = 48 \text{ cm (rige)}$$

Revisión de los requisitos mínimos para el refuerzo transversal:

En toda la longitud del elemento la separación entre estribos no debe exceder ninguno de los valores siguientes:

$$(850/\sqrt{f_y}) d_b = (850/\sqrt{4200}) 2.54 = 33.31 \text{ cm (rige)}$$

$$48 d_s = 48 \times 1.58 = 75.84 \text{ cm}$$

$$h_{min}/2 = 100/2 = 50 \text{ cm}$$

debido a que rige el valor de 33.31 cm, pondremos estribos del # 4 ($A_v = 5 \times 1.27 = 6.35 \text{ cm}^2$), tal que:

$$s = \frac{0.5 \times 6.35 \times 4200 \times 96}{41.17 \times 10^3} = 31.09 \text{ cm} \therefore \text{bien}$$

\therefore Usaremos E # 4@ 30 cm

Separación de estribos en los extremos de la columna:

Arriba y abajo de cada unión con la trabe, en una cierta longitud medida a partir del respectivo plano de intersección, la suma de áreas de estribos y grapas, A_{sh} en cada dirección de la sección de la columna no será menor que:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s h_c$$

ni que

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} s h_c$$

Esta revisión se realizará despejando s y suponiendo los estribos # 4 en 5 ramas que se consideraron al revisar por fuerza cortante.

$$s \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) f'_c h_c}$$

$$s \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.12 f'_c h_c}$$

donde:

$$A_{sh} = 5 \times 1.27 = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 100 \times 100 = 10,000 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 96 \times 96 = 9,216.0 \text{ cm}^2$$

$$h_c = 96 \text{ cm}$$

sustituyendo,

$$s \leq \frac{6.35 \times 4200}{0.3 \left(\frac{10,000}{9216} - 1 \right) 250 \times 96} = 43.54 \text{ cm}$$

$$s \leq \frac{6.35 \times 4200}{0.12 \times 250 \times 96} = 9.26 \text{ cm}$$

esto es, para cumplir con la segunda restricción se eligen estribos del # 4 en cinco ramas @ 9 cm.

Según las NTC-87, la separación no debe ser mayor que ninguno de los tres valores siguientes

- la mitad de la obtenida como máxima para todo el elemento $s \leq 30/2 = 15 \text{ cm}$
- la cuarta parte de la dimensión transversal del elemento $s \leq 100/4 = 25$
- 10 cm

∴ En los extremos se usarán E # 4 @ 9 cm y en el resto de la columna E # 4 @ 30 cm.

Aunque la separación en los extremos es de 9 cm, el cálculo de la capacidad o cortante del elemento para la comparación con los análisis inelásticos paso a paso, se realizará considerando una separación de 30 cm.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c'}; F_R = 1.0$$

$$V_{CR} = 1.0 \times 100 \times 96 (0.2 + 30 \times 0.0035) \sqrt{200} = 41.41 t$$

$$p = \frac{3 \times 7.92 + 2 \times 5.07}{100 \times 96} = 0.0035$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s} = \frac{1.0 \times 5 \times 1.27 \times 4200 \times 96}{30} = 85.34 t$$

$$V_R = 41.41 + 85.34 = 126.75 t$$

Observamos que rige el requisito de confinamiento del acero longitudinal.

Cabe aclarar que los efectos de esbeltez (efectos P- Δ) han sido considerados implícitamente en el análisis estructural de cada edificio, por lo que para la obtención de los porcentajes de acero longitudinal necesarios, los valores de P_u y M_u , se han tomado directamente de los resultados de los análisis.

4.5.1.2 Complemento de diseños

Las figs 4.24 a 4.89 muestran los resultados obtenidos del diseño de los diferentes elementos estructurales.

En resumen, se presenta, para los tres modelos de estudio y los niveles de ductilidad $Q = 2.0$ y $Q = 4.0$, lo siguiente:

a) Para trabes

- Elementos mecánicos últimos
- Áreas prácticas de acero de refuerzo longitudinal en los extremos
- Momentos resistentes nominales (resistencia obtenida usando un factor de reducción de resistencia $F_R = 1.0$) en los extremos
- Refuerzo transversal en las zonas críticas
- Cortantes resistentes nominales en las zonas críticas

b) Para columnas

- Elementos mecánicos últimos
- Áreas prácticas de acero longitudinal
- Distribución del refuerzo longitudinal
- Porcentajes correspondientes de acero longitudinal
- Refuerzo transversal en las zonas críticas
- Cortantes resistentes nominales en zonas críticas

CAPITULO 5. ANÁLISIS SÍSMICOS INELÁSTICOS PASO A PASO

5.1 Antecedentes

5.1.1 Análisis sísmico no lineal

Para comparar el comportamiento de los tres modelos, diseñados convencionalmente, se sometieron ante los efectos de un sismo real para permitir ver su incursión en el rango inelástico; para ello fue necesario hacer análisis sísmicos no lineales paso a paso, en el dominio del tiempo.

Hay dos tipos de análisis no lineal: el primero comprende la no linealidad del material del elemento estructural, y el segundo toma en cuenta la no linealidad por problemas del tipo geométrico (efectos P- Δ).

- a) La no linealidad del material del elemento ocurre cuando las propiedades básicas cambian con la historia o la magnitud de la fuerza aplicada o esfuerzo asociado y deflexiones; algunos ejemplos de este tipo de no linealidad sería aquel en que la rigidez del material cambia de amplitud, miembros que fluyen cuando la acción alcanza un cierto nivel de fuerza, etc.**
- b) La no linealidad geométrica corresponde a la etapa del análisis cuando ocurre un cambio en la geometría de la estructura, de acuerdo con la fuerza**

aplicada. El cambio en la geometría de la estructura puede modificar la orientación, dirección de la acción o la posición relativa de la fuerza interna del miembro, lo cual puede crear un desequilibrio en los nudos, causando una deflexión adicional.

El cambio de la rigidez estructural ocurre cuando hay variaciones de la geometría de los elementos en la estructura. La forma de tomar en cuenta los efectos de la no linealidad geométrica se conoce por efectos de segundo orden o también efectos P- Δ . Los momentos secundarios que se generan bajo dichos efectos, sobre todo en estructuras esbeltas deben considerarse en la etapa de análisis y diseño.

5.1.2 **Idealización de estructuras**

Ante sismos de intensidad pequeña, la respuesta de la estructura permanece lineal. Sin embargo, ante la acción de sismos intensos el comportamiento de la estructuras ocurre en el rango post-elástico; el comportamiento no lineal se incorpora por las modificaciones en las propiedades de las estructuras al final de cada intervalo de tiempo Δt en las que se discretizó al temblor, para fines analíticos.

La respuesta dinámica no lineal de estructuras ante movimientos sísmicos se puede modelar matemáticamente según la teoría del elemento finito; esto es, se divide al sistema continuo en series de segmentos discretos conectados por nudos. La intersección de dos segmentos es definido como punto nodal. La configuración deformada de la estructura se expresa en términos de los desplazamientos nodales. Para cada tipo de estructura, las vigas y columnas se modelan como segmentos interconectados por los nudos. Para cada Δt se calcula la respuesta sísmica de la estructura, sin perder la historia de lo que ocurrió en el Δt anterior; esto es, la solución en cada intervalo de tiempo es elástico lineal, cambiando para el siguiente paso el estado de la estructura, según el nivel de la acción.

En el análisis dinámico elástico se usa la técnica de superposición modal, que no es aplicable cuando el comportamiento es inelástico, pues el principio de superposición ya no resulta válido.

El método analítico más popular para sistemas que incursionarán en el rango post-elástico es el de integración directa paso a paso, donde el dominio del tiempo se discretiza en muchos intervalos pequeños Δt , y para cada lapso la ecuación del movimiento se resuelve con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales. Las características de rigidez al principio de cada Δt , se toman constantes, hasta finalizar dicho Δt .

5.1.3 Ecuaciones de equilibrio

Sea un sistema de un grado de libertad (ver fig 5.1a) con propiedades m , k , c , $p(t)$, que representan cantidades generalizadas. La acción de la fuerza en la masa del sistema se indica en la fig 5.1b; las características generales de la no linealidad del resorte y amortiguamiento se muestran en las figs 5.1c y 5.1d, y la carga aplicada al sistema en la fig 5.1e.

En un instante de tiempo t , el equilibrio dinámico requiere que se cumpla la ecuación del movimiento:

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \quad (1.a)$$

donde

$f_i(t)$: Fuerza de inercia en el tiempo t

$f_D(t)$: Fuerza de amortiguamiento en el tiempo t

$f_s(t)$: Fuerza que resiste el resorte en el tiempo t

$p(t)$: Fuerza aplicada al sistema en el tiempo t

Para el tiempo $\Delta t + t$, la ecuación anterior viene a ser:

$$f_i(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_s(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (1.b)$$

Así, la ecuación del movimiento puesta en función de incrementos, resulta:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_s(t) = \Delta p(t) \quad (2)$$

donde, cada fuerza incremental se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta f_i(t) = f_i(t + \Delta t) - f_i(t) = m \Delta \ddot{v}(t)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t) \Delta \dot{v}(t) \quad (3)$$

$$\Delta f_s(t) = f_s(t + \Delta t) - f_s(t) = k(t) \Delta v(t)$$

$$\Delta_p(t) = p(t + \Delta t) - p(t)$$

m es la masa que permanece constante, $c(t)$ y $k(t)$ representan las propiedades del amortiguamiento y rigidez, definidos por la ec 4; la velocidad y desplazamiento

existentes durante un intervalo de tiempo, se indican en las figs 5.1c y 5.1d.

$$c(t) = (df_p/dv)_t; k(t) = (df_s/dv)_t \quad (4)$$

Al sustituir las expresiones de las fuerzas de la ec 3 en la ec 2, se tiene la ecuación incremental del equilibrio para un tiempo t, la cual se define de la siguiente manera:

$$m\Delta \ddot{v}(t) + c(t)\Delta \dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (5)$$

En un ciclo histerético las fuerzas dependen de la historia última de deformación, así como del valor correcto del desplazamiento. El otro requerimiento es la propiedad de la rigidez, que queda definida completamente en el paso anterior, a partir del estado de deformación. Se acepta implícitamente que la masa sea una constante arbitraria, lo cual simplifica los cálculos del análisis.

5.1.4 Integración paso a paso

Existen varios procedimientos para realizar la integración numérica de la ec 5. La suposición básica del proceso utilizado en este trabajo es que la aceleración varía linealmente durante cada incremento del tiempo, donde también las propiedades estructurales del sistema son constantes.

De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, la velocidad y el desplazamiento cambian en una forma polinomial cuadrática y cúbica, respectivamente. En la fig 5.2 se muestra la variación del movimiento del sistema durante el incremento del tiempo.

Al evaluar la expresión final para el intervalo Δt , se llega a las siguientes ecuaciones, en función del incremento de velocidad y desplazamiento:

$$\Delta \dot{v}(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{2} \quad (6.a)$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \Delta \dot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^3}{6} \quad (6.b)$$

Al despejar $\Delta \ddot{v}(t)$ de la ec 6.b y sustituirla en la ec 6.a, se tiene:

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad (7.a)$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (7.b)$$

Al sustituir la ec 7 en la ec 5, se llega a la siguiente forma de la ecuación del movimiento:

$$m \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (8)$$

Finalmente, al trasladar todos los términos asociados con las condiciones iniciales, se obtiene:

$$\bar{K}(t) \Delta v(t) = \Delta \beta(t) \quad (9)$$

donde $\bar{K}(t)$ es la rigidez efectiva, conocida y expresada como:

$$\bar{K}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t) \quad (10.a)$$

y

$$\Delta \beta(t) = \Delta p(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad (10b)$$

La ec 9 es equivalente a una relación de equilibrio incremental estático, y se resuelve para el incremento de desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez. El comportamiento dinámico se toma en cuenta al incluir los efectos inerciales y del amortiguamiento, en términos de la carga efectiva y de la rigidez.

Conocido el incremento de desplazamiento $\Delta v(t)$, es posible calcular $\Delta \dot{v}(t)$ y $\Delta \ddot{v}(t)$, así como también se pueden establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo [$\dot{v}(t) + \Delta \dot{v}(t)$, $v(t) + \Delta v(t)$]. El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último Δt en que se discretizó la acción sísmica.

El procedimiento se puede extender a los sistemas de múltiples grados de libertad.

5.1.5 Sistemas inelásticos (curvas carga-deformación con y sin degradación de rigidez)

Ante acciones dinámicas como las de los sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales se comportan linealmente hasta un cierto nivel de sollicitación, y al llegar a su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve no lineal, y las estructuras en este instante alcanzan a tener deformaciones mayores a las del estado de fluencia.

En las relaciones esfuerzo-deformación ($\sigma-\epsilon$) de los materiales, una propiedad importante es el módulo de elasticidad, que viene a ser la pendiente de la curva $\sigma-\epsilon$, cuando el comportamiento sigue siendo elástico-lineal. Cuando el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez cambia con el nivel de carga; puede llegar a ser nula o negativa, dependiendo de la degradación del material ante la acción cíclica presente. Desde el punto de vista del diseño sísmico, la rigidez es un factor determinante de las propiedades dinámicas de la estructura, y en consecuencia de los efectos que generan las acciones sísmicas que sobre ella actúan.

La fig 5.3a muestra el modelo elástico-plástico bilineal de histéresis más comúnmente utilizado. Cuando la línea AB en la figura tiene una pendiente positiva, el modelo es lineal positivo; es bilineal negativo si la línea AB tiene una pendiente negativa. Si la pendiente es cero, el modelo es elasto-plástico perfecto (fig 5.3b), sin deterioro de rigidez y de resistencia.

La fig 5.3c muestra el modelo trilineal. Las líneas OABC constituyen la curva esquelética; en este caso los puntos A y B corresponden a los del agrietamiento y de fluencia, respectivamente. En este modelo no se considera la degradación de la rigidez.

Las figs 5.3d y 5.3e muestran cambios típico de la rigidez ante cargas alternadas; llega a ocurrir que en ciclos posteriores al primero, la rigidez disminuye notablemente, sin recuperar su valor inicial, o se recupera sólo en tramos pequeños de descarga. Dicho fenómeno se conoce como degradación de rigidez, característica de sistemas que tienen falla del tipo frágil, por ejemplo las que fallan por cortante antes que por flexión.

La otra propiedad que puede afectarse notablemente por los ciclos alternados de carga es la resistencia; excedido el límite de comportamiento elástico, la resistencia que se tiene al inicio de haberse aplicado la carga no siempre vuelve a recuperarse en los ciclos posteriores. En este caso hay deterioro de resistencia (fig 5.3e). Para otro ciclo se puede volver a tener la resistencia inicial, pero con deformaciones permanentes importantes.

En las figs 5.3e y 5.3f se tiene el modelo que toma en cuenta el efecto de la degradación de la rigidez originada por las inversiones de la carga en el rango inelástico, resultados a partir de las pruebas de un marco de concreto reforzado que fluye por flexión.

5.1.6 Ductilidad de curvatura

Una de las respuestas de mayor utilidad durante la presencia de deformaciones inelásticas en las estructuras, son las rotaciones o giros que se presentan en las articulaciones plásticas (zonas del elemento estructural en que se alcanzó el nivel de fluencia). Es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud que causan los momentos, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no de forma concentrada en una sola sección transversal.

A raíz de lo anterior, conviene definir la ductilidad de curvatura como:

$$\mu = \phi_m / \phi_y$$

donde

ϕ_m : Curvatura máxima capaz de desarrollarse

ϕ_y : Curvatura de fluencia que se presenta en el instante en que el acero de tensión alcanza su fluencia

5.1.7 Curvatura de fluencia

Para estimar la ductilidad disponible en un miembro estructural de concreto reforzado, se hacen aproximaciones con base en las relaciones de comportamiento fuerza-deformación del tipo elasto-plástico y bilineal, como se muestra en la fig 5.4.

La pendiente de la curvatura elasto-plástica idealizada está definida por:

$$\phi_y = \epsilon_y / (d - c_y)$$

donde:

$$\epsilon_y = f_y / e_s$$

c_y = Profundidad del eje neutro, para el instante en que se tiene ϵ_y

5.1.8 Demandas de ductilidad local

Para fines de este trabajo, las demandas de ductilidad local (en vigas y columnas) desarrolladas durante los análisis paso a paso se calculan con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

$$\phi_p = \theta_p / L_p \text{ y } \phi_y = M_y / EI$$

μ_L : Factor de ductilidad local

ϕ_p : Curvatura plástica

θ_p : Rotación plástica

L_p : Longitud equivalente de la articulación plástica, igual a un peralte efectivo

ϕ_y : Curvatura de fluencia

M_y : Momento de fluencia

E : Módulo de elasticidad del concreto

I : Momento de inercia de la sección transversal

5.2 Cálculo de la respuesta sísmica inelástica paso a paso

En esta parte se presentan las respuestas obtenidas con los análisis sísmicos inelásticos paso a paso; el registro de aceleraciones utilizado fue el de la estación SCT componente E-W, del 19 de septiembre de 1985 (fig 2.5). En los análisis inelásticos

se consideró el comportamiento histerético bilineal (EPB) de un eje interior de la dirección en que se tiene la irregularidad de cada una de los tres edificios de interés; las propiedades dinámicas de dichos ejes interiores son representativas del comportamiento tridimensional.

En los análisis, los marcos incluyen los efectos de las respectivas cargas muertas y vivas, así como los de las cargas que llegan a las columnas debido a la influencia de los marcos perpendiculares.

5.2.1 Características generales del programa DRAIN-2D

El programa de cómputo empleado para realizar los análisis inelásticos fue el DRAIN-2D, que analiza estructuras planas y calcula respuestas dinámicas elásticas e inelásticas. Cada estructura se idealiza como un sistema plano de elementos discretos y se analiza por el método directo de las rigideces, considerando a los desplazamientos y giros de los nudos como incógnitas. Cada nudo tiene tres grados de libertad (dos traslaciones y un giro).

La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, de modo que la matriz de masas resulta diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones en el tiempo, las cuales pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical; para este trabajo solo se consideró la componente horizontal del sismo.

Pueden aplicarse cargas estáticas previamente a las dinámicas, pero no se permite la fluencia bajo la acción de las primeras.

La idealización de los elementos estructurales puede ser a base de : vigas, viga-columna, armadura y paneles; en este trabajo las columnas se modelaron como elementos "viga-columna", para las que se toma en cuenta la reducción de la resistencia a la flexión ante la acción de las cargas axiales. La resistencia de estos miembros se define como una superficie de fluencia en que se hace interactuar la flexión y carga axial como se muestra en la fig 5.5a.

Para las vigas se utilizó el elemento "viga", que tiene las mismas características que el elemento "viga-columna", excepto porque no incluye la influencia de la carga axial; su superficie de fluencia queda definida por los momentos positivo y negativo de la sección de cada extremo (ver fig 5.5b). Durante el análisis, cualquier combinación de carga axial y momento flexionante (P, M) que cae dentro de la curva de la fig 5.5a, significa comportamiento elástico; si el punto (P, M) de la respuesta se encuentra sobre o fuera de la curva, significa que se ha formado una articulación plástica. Para cuando en un paso determinado la combinación (P, M) cae fuera del diagrama, el siguiente paso se corrige mediante un momento que obliga el equilibrio.

El amortiguamiento viscoso disponible en la estructura se toma en cuenta a partir de la matriz de amortiguamiento, formada por la suma de una parte que es proporcional a la matriz de masas (αM) y otra a la de rigideces iniciales ($\beta_0 k_i$) (ver fig 5.6); el criterio anterior es el propuesto por Rayleigh, que proporciona buenos resultados, según otros estudios. Esto es,

$$[C] = \alpha[M] + \beta_0[k_i]$$

donde α y β_0 son factores de proporcionalidad, $[M]$ y $[k_i]$, las matrices de masa y rigidez elástica generalizadas del sistema respectivo; los valores de α y β_0 son:

$$\alpha = \frac{4\pi\lambda}{T_1 + T_2}$$

$$\beta_0 = \frac{T_1 T_2 \lambda}{\pi (T_1 + T_2)}$$

donde λ es el porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso, correspondiente a los dos primeros modos de vibración, supuesto igual para ambos. En el presente trabajo se empleó un valor de amortiguamiento viscoso de 5 por ciento del crítico; los valores de α y β_0 para los tres modelos se muestran en la tabla 5.1.

El incremento de tiempo para la integración de las ecuaciones del movimiento se tomó igual a 0.02 s.

5.2.2 Resistencia en elementos viga y columna para el análisis inelástico

Las tablas 5.2 a 5.7 muestran las resistencias calculadas para cada elemento estructural tipo viga de los marcos de los tres edificios estudiados; las figs 5.7 a 5.12 presentan su localización.

Las resistencias están sin reducir por el factor de reducción de resistencia.

Las tablas 5.8 a 5.13 presentan los valores de resistencia de las columnas que se proporcionan al programa DRAIN-2D, y que definen los diagramas de interacción P-M, para fines de evaluar el comportamiento inelástico en dichos miembros estructurales.

Para fines de comparación se realizaron también análisis elásticos (resistencias infinitas); esto es, se le asignó a los elementos estructurales resistencias tales que nunca se llega a presentar fluencia alguna.

5.3 Respuestas inelásticas

5.3.1 Modelo 1

5.3.1.1 Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$

5.3.1.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 5.13 presenta los valores de las envolventes de los desplazamientos del análisis paso a paso para los casos de comportamiento elástico e inelástico ($Q = 2$) del modelo 1. Nótese que la configuración de desplazamientos es prácticamente igual, lo cual denota un bajo incursionamiento en el rango inelástico.

La fig 5.14 presenta y compara las historias de desplazamientos en azotea del análisis paso a paso elástico e inelástico para $Q = 2.0$.

Se tiene un bajo incursionamiento en el rango inelástico, lo que corrobora lo observado en la fig 5.13.

5.3.1.1.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

Para fines de observar qué pasa con la respuesta inelástica a nivel de entrepiso con respecto al estado límite de servicio permisible establecido por el código RDF-87, en esta parte se calculan las relaciones Δ_i/h_i a partir de los valores máximos absolutos de los desplazamientos laterales de los análisis paso a paso (ver fig 5.15).

Esta comparación no es estrictamente válida por no corresponder al mismo tiempo cada uno de los desplazamientos, pero sirve para darnos una idea del comportamiento sísmico inelástico de la estructura a nivel de cada entrepiso.

Los resultados tienen valores máximos cercanos a 0.006. Cabe recordar que la estructura se dimensionó para el límite permisible de 0.012 veces la altura del entrepiso.

5.3.1.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

Los coeficientes sísmicos presentados, son el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes en todas las columnas de planta baja, registradas en un tiempo t , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

La fig 5.16 muestra la comparación para este tipo de respuesta sísmica entre un análisis elástico y el inelástico para $Q = 2.0$. Se observan valores máximos para el caso elástico cercanos a 0.25 y de 0.23 para el caso inelástico. Se confirma nuevamente un bajo incursionamiento en el rango inelástico.

5.3.1.1.4 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Para fines de mostrar qué pasaba en la estructura del modelo 1 diseñada para $Q = 2$, a raíz del análisis sísmico dinámico inelástico, se seleccionaron algunos elementos estructurales tipo; para ello se utilizaron los resultados del extremo de la viga 27 del nivel 1, que se muestra en la fig 5.17. Asimismo, también se seleccionó el extremo inferior de la columna 38, localizada en el entrepiso de la planta baja.

5.3.1.1.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para revisar cómo se comportaron los miembros estructurales seleccionados, se presentan algunas gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes contra la resistencia disponible correspondiente. En el caso de las vigas, lo anterior se hace para momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y en el caso de las columnas para las combinaciones carga axial-momento flexionante (P-M), así como también para fuerza cortante. La comparación de la resistencia disponible ante la fuerza cortante se hace para verificar que en los modos de falla calculados se garantiza la presencia de articulaciones plásticas; esto es, que no habrá fallas del tipo frágil. Cabe recordar que el DRAIN-2D considera que las estructuras tendrán capacidad de deformación; esto es, el modo de falla que la estructura debe presentar en la historia del tiempo debe ser dúctil, debido al tipo de modelo de los ciclos de histéresis utilizado en dicho programa.

a) Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

La fig 5.18 compara la historia de valores P-M de la columna 38 contra la resistencia disponible, definida a partir del diagrama de interacción.

El patrón de comportamiento observado es que gobierna la flexión, con pocos cambios en la carga axial y siempre por debajo de la condición balanceada, lo que habla de que el RDF-87 conduce a diseños en los que la falla, si esta se llegara a presentar, sea del tipo dúctil (falla por tensión).

b) Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

La fig 5.19 presenta la historia de fuerzas cortantes de la columna 38 para la

respuesta elástica e inelástica ($Q = 2.0$); para fines comparativos se muestra también la resistencia disponible.

Se observa una resistencia disponible suficiente, tanto para la capacidad en el extremo de la columna como para la capacidad en la zona central, lo cual asegura la presencia de una falla del tipo dúctil.

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

La fig 5.20 compara los momentos flexionantes del análisis elástico contra los del análisis inelástico para $Q = 2.0$, así como la capacidad disponible de la viga 27.

Se observa un número reducido de ciclos en los que se alcanza el momento resistente de la sección, indicando un bajo incursionamiento en el rango inelástico.

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

La fig 5.21 muestra las historias de fuerza cortante del caso elástico contra el inelástico ($Q = 2.0$), así como la resistencia proporcionada para la viga 27.

Se observa una resistencia disponible suficiente, esperando una falla del tipo dúctil.

5.3.1.1.6 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas.

Para observar cómo se presentó el comportamiento inelástico desarrollado por la estructura del modelo 1, diseñada para $Q = 2.0$, la fig 5.22 muestra la distribución global de las rotulas plásticas, a raíz del análisis dinámico inelástico paso a paso con el registro SCT-EW.

Se observa una tendencia del mecanismo de falla del tipo "viga", en que el mayor número de articulaciones se presentan en las vigas, así como también en los extremos inferiores de las columnas de la planta baja; esto es, se tiende al comportamiento deseado de viga débil-columna fuerte.

Para observar con más detalle estos resultados, se procedió a revisar el comportamiento y la aparición de rotulas plásticas en intervalos de tiempo, separando en cada uno de ellos los efectos de la dirección del sismo (ver fig 5.23).

Las figs 5.24 y 5.25 presentan las envolventes de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas de cada nivel. Las máximas ductilidades desarrolladas en vigas se concentran en los elementos del primer nivel, ligeramente mayores para flexión negativa.

En las columnas las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas se concentran prácticamente en la base del primer entrepiso.

5.3.1.1.7 Cortantes de entrepiso

La fig 5.26 compara los cortantes de entrepiso del caso elástico contra el inelástico. Se observa un patrón de comportamiento muy parecido entre ambos casos, con ligera variación a partir del quinto nivel.

5.3.1.2 Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$

5.3.1.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 5.27 presenta las envolventes de los desplazamientos laterales del análisis dinámico paso a paso para los casos de comportamiento elástico e inelástico con $Q = 4.0$.

El caso inelástico presenta desplazamientos mayores, con respecto a las respuestas del caso elástico, debido al nivel de fluencia que llega a ocurrir. Esto es, se observa un claro incursionamiento en el rango inelástico.

La fig 5.28 presenta y compara las historias de desplazamientos en azotea de los análisis paso a paso elástico e inelástico ($Q = 4.0$).

Se observa un claro incursionamiento en el rango inelástico, pues la diferencia que se presenta contra el comportamiento elástico es notable.

5.3.1.2.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 5.29 muestra las relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso para los análisis paso a paso elástico e inelástico con $Q = 4.0$.

El caso en que se permite que haya respuesta inelástica tiene valores máximos cercanos a 0.012, valor que corresponde con el nivel de diseño utilizado.

5.3.1.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

En la fig 5.30 se presenta la historia de coeficientes sísmicos de los análisis elástico e inelástico para $Q = 4.0$.

Se observa un valor máximo para el caso inelástico de 0.17, 70 por ciento del correspondiente al caso elástico.

5.3.1.2.4 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Para hacer una comparación más objetiva, se seleccionaron los mismos elementos estructurales del caso del nivel de ductilidad $Q = 2.0$, a saber: columna 38 y viga 27 (ver fig 5.17).

5.3.1.2.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

a) Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

La fig 5.31 compara las relaciones (P-M) de la columna 38 contra la resistencia disponible.

El patrón de comportamiento observado es que gobierna la flexión, con pocos cambios en la carga axial y siempre por debajo de la condición balanceada.

b) Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

La fig 5.32 compara las historias de fuerzas cortantes de la columna 38 para las respuestas elástica e inelástica ($Q = 4.0$) y la resistencia disponible.

Se observa una resistencia disponible suficiente, muy superior en el extremo de la columna. Esto garantiza la ocurrencia de una falla del tipo dúctil.

c) Historias de momentos flexionantes en vigas

La fig 5.33 compara los momentos flexionantes del análisis elástico contra los del análisis inelástico para la estructura diseñada con $Q = 4.0$ de la viga 27; en esta figura se tiene también graficada la capacidad disponible a la flexión (positiva y negativa).

El número de ciclos en que se alcanza la fluencia es considerable, lo que habla de un claro incursionamiento en el rango inelástico.

d) Historias de fuerzas cortantes en vigas

La fig 5.34 muestra las historias de fuerzas cortantes del caso elástico contra el inelástico ($Q = 4.0$), así como la resistencia proporcionada, a la viga 27.

Se observa un decremento en los valores correspondientes al caso inelástico; esto se debe al límite que se establece al fluir por flexión el extremo de la viga. La capacidad disponible es suficiente, asegurando así una falla del tipo dúctil.

5.3.1.2.6 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 5.35 muestra la distribución global de rotulas plásticas determinadas del análisis dinámico paso a paso.

Se observa una distribución prácticamente generalizada de articulaciones plásticas en los extremos de cada una de las vigas, así como en los extremos inferiores de las columnas de la planta baja, lo que indica una tendencia clara al mecanismo de falla del tipo "viga".

La aparición de rotulas plásticas en intervalos de tiempo se tiene en la fig 5.36; éstas se presentan en mayor cantidad en el intervalo de 28.34 a 28.98 s, intervalo que concuerda con la fase intensa del temblor.

Las figs 5.37 y 5.38 presentan las envolventes de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas.

En vigas se tienen los valores máximos para momento positivo. Las zonas críticas se presentan en los cinco pisos inferiores.

Para columnas las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas se concentran nuevamente en la base del primer entrepiso.

5.3.1.2.7 Cortantes de entrepiso

La fig 5.39 compara los cortantes de entrepiso del caso elástico contra el inelástico. Se observa un decremento en los valores del caso inelástico, debido al incursionamiento claro en el rango inelástico.

5.3.2 Modelo 2

5.3.2.1 Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$

5.3.2.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 5.40 presenta las envolventes de los desplazamientos del análisis dinámico paso a paso para los casos de comportamiento elástico e inelástico, $Q = 2.0$. Se observa un comportamiento asimétrico, pues para los desplazamientos negativos se tienen valores mayores para el caso inelástico $Q = 2.0$, contrario a lo que sucede para desplazamientos positivos.

La fig 5.41 muestra y compara las historias de desplazamientos en azotea del análisis paso a paso elástico e inelástico, $Q = 2.0$.

Se comprueba el comportamiento asimétrico observado en la fig 5.40.

5.3.2.1.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 5.42 tiene las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso para los análisis elástico e inelástico, $Q = 2.0$.

Se observa que para el caso de la respuesta inelástica $Q = 2.0$, se tienen valores máximos del orden de 0.0156, por arriba de 0.012, considerado como máximo permisible.

5.3.2.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

La fig 5.43 presenta las historias de coeficientes sísmicos del análisis elástico e inelástico $Q = 2.0$.

Se observan valores máximos de 0.43 para el caso elástico. Para el caso inelástico resultan del orden de 0.25, 58 por ciento del correspondiente el caso elástico. Se observa un claro incursionamiento en el rango inelástico.

5.3.2.1.4 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Con objeto de mostrar lo que pasaba en la estructura del modelo 2, a raíz del análisis sísmico dinámico inelástico, se seleccionaron algunos elementos estructurales tipo; para ello se utilizaron los resultados del extremo de la viga 27 del nivel 1, que se muestra en la fig 5.44; asimismo, también se seleccionó el extremo inferior de las columnas 36 y 37, localizadas en el entrepiso de la planta baja.

5.3.2.1.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

a) Relación carga axial-momento flexionante en columna 36

La fig 5.45 compara la historia (P-M) de la columna 36 contra la resistencia disponible.

Se observa un número bajo de ciclos en que la fluencia es alcanzada. Rige nuevamente la flexión con pocos cambios de carga axial, siempre por debajo de la condición balanceada.

b) Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas 36 y 37

La fig 5.46 presenta las historias de fuerzas cortantes de la columna 36 para la respuesta elástica e inelástica $Q = 2.0$ y la resistencia disponible.

Se observa que en varios ciclos la capacidad a cortante de la zona central es alcanzada, lo que no sucede en los extremos; cabe recordar que el diagrama de fuerzas cortantes en una columna es constante, por lo que es de esperarse una falla del tipo frágil.

La fig 5.47 muestra las historias de fuerzas cortantes en la columna 37 (columna central). Se observa una capacidad disponible adecuada.

c) Historias de momentos flexionantes en viga

La fig 5.48 presenta la comparación de los momentos flexionantes del análisis elástico contra el análisis inelástico $Q = 2.0$, así como de la capacidad disponible de la viga 27.

Se tiene un número considerable de ciclos en los que la capacidad del elemento es alcanzada, lo que indica un claro incursionamiento en el rango inelástico.

d) Historias de fuerzas cortantes en viga

La fig 5.49 muestra las historias de fuerzas cortantes del caso elástico contra el inelástico $Q = 2.0$, así como la resistencia proporcionada para la viga 27.

La capacidad del elemento es adecuada, lo que garantiza la falla del tipo dúctil.

5.3.2.1.6 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 5.50 presenta la distribución global de rotulas plásticas para el análisis dinámico paso a paso $Q = 2.0$. Nuevamente se presentan articulaciones en casi todas las vigas, así como el extremo inferior de las columnas de la planta baja. Se observan también rotulas plásticas en columnas del nivel 3 al 8.

La fig 5.51 muestra la aparición de rotulas plásticas por intervalos de tiempo.

Las figs 5.52 y 5.53 presentan las envolventes de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas.

En vigas se tienen demandas máximas del orden de 4.0 para flexión positiva y de 3.2 para flexión negativa.

Para columnas se tienen demandas máximas del orden de 2.7 en P.B y 2.4 en columnas del tercer entrepiso.

5.3.2.1.7 Cortantes de entrepiso

La fig 5.54 compara los cortantes de entrepiso del caso elástico contra el inelástico. Se observa una reducción hasta del 57 por ciento para los cortantes de entrepiso del caso inelástico $Q = 2$.

5.3.2.2 Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$

5.3.2.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historia de desplazamientos en azotea.

La fig 5.55 presenta las envolventes de los desplazamientos del análisis dinámico paso a paso para los casos de comportamiento elástico e inelástico $Q = 4.0$.

Nuevamente se observa un comportamiento asimétrico, como en el caso de $Q = 2.0$, pues para desplazamientos negativos se tienen valores mayores que para los positivos.

La fig 5.56 presenta y compara las historias de desplazamientos en azotea del análisis paso a paso elástico e inelástico $Q = 4.0$.

A partir del tiempo $t = 10$ s, la variación de la respuesta es ya notable.

5.3.2.2.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 5.57 muestra las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso para los análisis elástico e inelástico $Q = 4.0$.

Para el caso del comportamiento inelástico $Q = 4.0$ se tienen valores máximos de 0.0138 en el segundo entrepiso. Los entrepisos uno a tres superan el valor permisible de 0.012.

5.3.2.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

La fig 5.58 presenta las historias de coeficientes sísmicos del análisis elástico e inelástico $Q = 4.0$

Se observa una clara reducción de los coeficientes sísmicos máximos para el caso inelástico $Q = 4.0$, del orden del 35 por ciento de los correspondientes al caso elástico.

5.3.2.2.4 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico.

Con el propósito de realizar una comparación más objetiva, los elementos seleccionados serán los mismos que los observados para el nivel de ductilidad $Q = 2.0$. A saber: viga 27 y columna 36 (ver fig 5.44).

5.3.2.2.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

a) Relación carga axial-momento flexionante en columna

La fig 5.59 compara la historia (P-M) de la columna 36 contra la resistencia disponible.

El patrón de comportamiento observado es que gobierna la flexión, con pocos cambios en la carga axial, siempre por debajo de la condición balanceada. El número de ciclos en los que se alcanza la fluencia es considerable.

b) Fuerza cortante actuante contra resistencia en columna

La fig 5.60 presenta la historia de fuerzas cortantes de la columna 36 para la respuesta inelástica $Q = 4.0$ y la resistencia disponible.

Hay una resistencia disponible suficiente, tanto para el extremo del elemento como para la zona central, lo cual garantiza la presencia de una falla del tipo dúctil.

c) Historias de momentos flexionantes en viga

La fig 5.61 compara de los momentos flexionantes del análisis elástico contra los del inelástico $Q = 4.0$, así como la capacidad disponible de la viga 27.

Se tiene un número considerable de ciclos en los que la capacidad del elemento es alcanzada, lo que indica un claro incursionamiento en el rango inelástico.

d) Historias de fuerzas cortantes en viga

La fig 5.62 muestra las historias de fuerzas cortantes del caso elástico contra el inelástico $Q = 4.0$, así como la resistencia proporcionada para la viga 27.

Se tiene una capacidad disponible adecuada, garantizando así una falla del tipo dúctil.

5.3.2.2.6 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 5.63 muestra la distribución global de rótulas plásticas para el análisis dinámico paso a paso $Q = 4.0$.

Se presentan articulaciones plásticas en todas las vigas y, exclusivamente, en el extremo inferior de las columnas de planta baja. La tendencia del mecanismo de falla es del tipo "viga".

La fig 5.64 muestra la aparición de rótulas plásticas por intervalos de tiempo.

El mayor número de rótulas plásticas se tiene en la parte más intensa del temblor.

Las figs 5.65 y 5.66 presentan las envolventes de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas.

En vigas las mayores demandas locales de ductilidad se dan para flexión positiva. Para las columnas las demandas de ductilidad se concentran en la planta baja.

5.3.2.2.7 Cortantes de entrepiso

La fig 5.67 compara las fuerzas cortantes de entrepiso del caso elástico contra el inelástico $Q = 4.0$. Hay una reducción considerable en los cortantes de P.B., del

orden del 36 por ciento de los correspondientes al caso elástico, lo que indica una considerable disipación de energía.

5.3.3 **Modelo 3**

5.3.3.1 **Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$**

5.3.3.1.1 **Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea**

La fig 5.68 presenta las envolventes de los desplazamientos de análisis dinámico paso a paso para los casos de comportamiento elástico e inelástico $Q = 2.0$.

Se observa un comportamiento asimétrico, con valores mayores para desplazamientos negativos que para los positivos.

La fig 5.69 compara las historias de desplazamientos en azotea del análisis paso a paso elástico e inelástico $Q = 2.0$.

Se comprueba el comportamiento asimétrico observado en la fig 5.68.

Para este caso, no es sino hasta el tiempo $t=20$ s cuando la diferencia de comportamiento empieza a ser notoria.

5.3.3.1.2 **Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso Δ_i/h_i**

La fig 5.70 muestra las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso para los análisis elástico e inelástico $Q = 2.0$.

Para el caso de la respuesta inelástica $Q = 2.0$ se tienen valores máximos de 0.0162, en el entrepiso de P.B.

Con relación el valor permisible 0.012, este es rebasado en los entrepisos P.B., 1-2 y 2-3.

5.3.3.1.3 **Historias de coeficientes sísmicos**

La fig 5.71 presenta las historias de coeficientes sísmicos del análisis elástico e inelástico $Q = 2.0$.

Hay una reducción en la amplitud máxima de la curva del caso inelástico en relación a la del elástico, del orden de 60 por ciento.

5.3.3.1.4 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Con objeto de mostrar lo que pasaba en la estructura del modelo 3, a raíz del análisis sísmico dinámico paso a paso inelástico, se seleccionaron algunos elementos estructurales tipo; para ello se utilizaron los resultados del extremo de la viga 27, primer nivel, y el extremo inferior de la columna 33 de la planta baja (ver fig 5.72).

5.3.3.1.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

a) Relación carga axial-momento flexionante en columna

La fig 5.73 compara la historia (P-M) de la columna 33 contra la resistencia disponible.

El patrón de comportamiento observado es que gobierna la flexión, con pocos cambios en la carga axial, siempre por debajo de la condición balanceada. El número de ciclos en los que se alcanza la fluencia es considerable.

b) Fuerza cortante actuante contra resistencia en columna

La fig 5.74 presenta las historias de fuerzas cortantes de la columna 33 para la respuesta elástica e inelástica $Q = 2.0$ y la resistencia disponible.

Se tiene una resistencia disponible suficiente, tanto para la capacidad en el extremo como para la zona central de la columna. Se observa también una reducción en la amplitud de la curva correspondiente al caso inelástico.

c) Historias de momentos flexionantes en viga

La fig 5.75 muestra la comparación de los momentos flexionantes del análisis elástico contra el análisis inelástico $Q = 2.0$, así como de la capacidad disponible de la viga 27.

El número de ciclos en que se alcanza la fluencia es considerable, lo que habla de un claro incursionamiento en el rango inelástico.

d) Historias de fuerzas cortantes en la viga

La fig 5.76 muestra las historias de fuerzas cortantes del caso elástico contra el inelástico $Q = 2.0$, así como la resistencia proporcionada para la viga 27.

Se tiene una reducción en la amplitud de la curva correspondiente al caso inelástico, debido al límite que se establece al fluir por flexión el extremo de la viga.

La capacidad disponible es suficiente, asegurando así una falla del tipo dúctil.

5.3.3.1.6 **Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas**

La fig 5.77 muestra la distribución global de rótulas plásticas para el análisis dinámico paso a paso $Q = 2.0$.

Se observa nuevamente la presencia casi generalizada de rótulas plásticas en vigas.

Se presentan rótulas plásticas en los extremos inferiores de las columnas de P.B. y en las columnas de los niveles 3 a 7.

La fig 5.78 tiene la aparición de rotulas plásticas por intervalos de tiempo.

Las figs 5.79 y 5.80 presentan las envolventes de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas.

Se observan mayores demandas de ductilidad para momento positivo en vigas, con un valor máximo igual a 3.8. Para columnas se observan valores máximos de 5.82 en columnas del sexto nivel y 5.02 en columnas de P.B.

5.3.3.1.7 **Cortantes de entrepiso**

La fig 5.81 compara los cortantes de entrepiso del caso elástico contra el inelástico $Q = 2.0$. Para el caso inelástico se observa una reducción del orden de 57 por ciento con respecto a los del caso elástico, lo que indica una considerable disipación de energía.

5.3.3.2 **Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$**

5.3.3.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 5.82 presenta las envolventes de los desplazamientos del análisis dinámico paso a paso, para los casos del comportamiento elástico e inelástico $Q = 4.0$. Se tiene un comportamiento casi simétrico, pues el orden de los desplazamientos positivo y negativos son muy parecidos.

La fig 5.83 compara las historias de desplazamientos en azotea de los análisis paso a paso elástico e inelástico $Q = 4.0$.

Es hasta el tiempo $t = 10$ s cuando el comportamiento empieza a diferir con respecto al caso elástico. Se observa una reducción en la amplitud de la curva.

5.3.3.2.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 5.84 muestra las relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso para los análisis elástico e inelástico $Q = 4.0$.

Para el caso del comportamiento inelástico $Q = 4.0$ se tienen valores máximos de 0.0137, en el primer entrepiso.

Los primeros tres entrepisos tienen respuestas que superan el valor permisible de 0.012.

5.3.3.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

La fig 5.85 presenta las historias de coeficientes sísmicos de los análisis elástico e inelástico $Q = 4.0$.

Hay una clara reducción de los coeficientes sísmicos máximos en el caso inelástico $Q = 4.0$, del orden del 35 por ciento de los correspondientes al caso elástico.

5.3.3.2.4 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Con el propósito de realizar una comparación más objetiva, los elementos seleccionados serán los mismos que los observados para el nivel de ductilidad $Q = 2.0$. A saber viga 27 y columna 33 (ver fig 5.72).

5.3.3.2.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

a) Relaciones carga axial-momento flexionante en columna

La fig 5.86 compara la historia (P-M) de la columna 33 contra la resistencia disponible.

El patrón de comportamiento observado es que rige la flexión, con pocos cambios en la carga axial, siempre por debajo de la condición balanceada. El número de ciclos en que se alcanza la fluencia es considerable.

b) Fuerza cortante actuante contra resistencia en columna

La fig 5.87 presenta las historias de fuerzas cortantes de la columna 33, para la respuesta inelástica $Q = 4.0$ y elástica, contra la resistencia disponible.

Se tiene una resistencia disponible suficiente, tanto para el extremo del elemento como para la zona central, lo cual garantiza la presencia de una falla del tipo dúctil.

c) Historias de momentos flexionantes en viga

La fig 5.88 compara los momentos flexionantes del análisis elástico contra el análisis inelástico $Q = 4.0$, así como la capacidad disponible de la viga 27.

Hay un número importante de ciclos en los que la capacidad del elemento es alcanzada, lo que indica un claro incursionamiento en el rango inelástico.

d) Historias de fuerzas cortantes en viga

La fig 5.89 muestra las historias de fuerzas cortantes del caso elástico contra el inelástico $Q = 4.0$, así como la resistencia proporcionada por la viga 27.

Se tiene una reducción en la amplitud máxima de la curva correspondiente al caso inelástico, debido al límite que se establece al fluir por flexión el extremo de la viga. La capacidad disponible es adecuada, asegurando así una falta del tipo dúctil.

5.3.3.2.6 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 5.90 presenta la distribución global de rotulas plásticas para el análisis dinámico paso a paso $Q = 4.0$.

Se observan articulaciones plásticas en todas las vigas y, exclusivamente, en el extremo inferior de las columnas de planta baja; esto es, la tendencia del mecanismo de fallas es del tipo "viga".

La fig 5.91 muestra la aparición de articulaciones plásticas por intervalos de tiempo.

Las figs 5.92 y 5.93 presentan las envolventes de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas.

En vigas las mayores demandas de ductilidad se dan para flexión positiva. Para las columnas las demandas de ductilidad se concentran en las columnas de P.B.

5.3.3.2.7 Cortantes de entrepiso

La fig 5.94 compara los cortantes de entrepiso del caso elástico contra el inelástico $Q = 4.0$. Para el caso inelástico se observa una reducción del orden de 65 por ciento con respecto a los del caso elástico, lo que indica una considerable disipación de energía.

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y COMPARACIONES

Los tres edificios estudiados se diseñaron de acuerdo al código RDF-87 y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, para los niveles de ductilidad $Q = 2$ y $Q = 4$, y fueron sometidos al acelerograma SCT, componente EW, de los sismos de 1985, para fines de comparar su comportamiento elástico e inelástico, tanto local como globalmente. Los diseños con $Q = 4$ se hicieron según los requisitos de marcos dúctiles. El nivel de deformaciones permisible fue de 0.012 veces la altura del entrepiso.

Los análisis inelásticos paso a paso se realizaron con las resistencias de un diseño convencional (vigas rectangulares, esfuerzos nominales en el acero y el concreto, acero de refuerzo con comportamiento elasto-plástico perfecto).

6.1 Periodos de vibración y respuestas elásticas para diseño

Los periodos fundamentales de cada estructura (ver tabla 5.1) caen aproximadamente

en el inicio de la parte ascendente del espectro de respuesta elástica de SCT (ver fig 6.1), suponiendo un amortiguamiento crítico de 5 por ciento; esto es, es de esperarse que el inicio de la respuesta inelástica, y según vayan fluyendo en la historia del tiempo, estarán bajo condiciones de excitación muy considerables.

Cabe recordar que el diseño de cada edificio se hizo de acuerdo a sus propiedades dinámicas, según las especificaciones del código RDF-87, haciendo consideraciones prácticas y comunes en los proyectos de ese tipo de construcciones.

6.2 Respuestas elásticas para diseño versus respuestas paso a paso elástica e inelástica. $Q = 2$ y $Q = 4$

6.2.1 Modelo 1

6.2.1.1 Desplazamientos horizontales máximos

La fig 6.2 compara las envolventes de desplazamientos laterales del análisis paso a paso elástico e inelástico para los diseños con $Q = 2$ y $Q = 4$. Se observa que a medida que se incursiona más en el rango inelástico ($Q = 4$), la diferencia en las envolventes es mayor.

La fig 6.3, en las que se incluyen las envolventes de los análisis dinámico modal y estático, observa poca diferencia de los resultados del análisis inelástico para $Q = 4$ contra los de los análisis elásticos modal y estático; se tienen valores mayores en el primero, debido al mayor incursionamiento en el rango inelástico. No sucede lo mismo para el caso inelástico con $Q = 2$, donde los valores máximos son menores que los de los casos estático y modal, lo que corrobora un bajo incursionamiento en el rango inelástico.

6.2.1.2 Desplazamientos en azotea

En la fig 6.4 se observa que a medida que se incursiona en el rango inelástico, la diferencia en la amplitud de la curva correspondiente al caso inelástico para $Q = 4.0$ es mayor. Al comparar el caso inelástico con $Q = 2$ y elástico la diferencia es muy poca, verificando el bajo incursionamiento en el rango inelástico.

6.2.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

La fig 6.5 compara las historias de coeficientes sísmicos para los casos del análisis dinámico paso a paso elástico, inelástico con $Q = 2$ e inelástico para $Q = 4.0$.

Para los casos elástico e inelástico con $Q = 2$ se observan pocas diferencias, lo que corrobora nuevamente un bajo incursionamiento en el rango inelástico. Se observa una reducción importante en la amplitud de la curva para el caso inelástico con $Q = 4.0$. Para este último caso, la incursión en el rango no lineal es notoria.

6.2.1.4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso Δ_i/h_i

La fig 6.6 muestra que para los casos de los análisis dinámico paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$, ninguno supera el valor permisible de 0.012. Se tienen valores mayores para el caso $Q = 4.0$, debido a que tiene un mayor incursionamiento en el rango inelástico.

La fig 6.7 incluye los casos de los análisis elástico, estático y modal. Para los casos del análisis paso a paso se obtiene siempre una menor respuesta. Esto se puede entender observando la fig 6.1, en la que la ordenada correspondiente al espectro de respuesta elástico SCT para el periodo de la estructura, cae por debajo de la correspondiente al espectro de diseño.

6.2.1.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

La fig 6.8 compara la distribución global de articulaciones plásticas para los casos de los análisis paso a paso inelástico $Q = 2$ e inelástico $Q = 4$. Se observa claramente un mayor incursionamiento en el rango no lineal del caso inelástico $Q = 4$.

A nivel de ductilidad máxima local en vigas (ver fig 6.9) se observa que las correspondientes al caso inelástico $Q = 4$, son, por mucho, mayores a las del caso inelástico $Q = 2.0$, por lo que es de esperarse, al término de la excitación sísmica y para el caso $Q = 4$, una estructura considerablemente más dañada.

A nivel de demandas máximas de ductilidad local en columnas, que en este modelo se concentran en los extremos inferiores de los elementos de planta baja, el caso inelástico $Q = 4$ presenta valores del orden del doble de los correspondientes al caso inelástico $Q = 2.0$ (ver fig 6.10).

6.2.1.6 Cortantes de entrepiso

La fig 6.11 compara los cortantes de entrepiso de los análisis dinámicos paso a paso elástico, inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. A medida que se incursiona en el rango no lineal la respuesta disminuye, es decir se logra una mayor disipación de energía.

La fig 6.12 compara los resultados de los análisis elásticos estático y modal.

Se confirma lo observado en la fig 6.1, se tiene una ordenada del espectro elástico SCT menor que la de diseño.

Cabe destacar que los valores de los análisis estático y modal para los factores de comportamiento sísmico de 2 y 4 resultan menores que los correspondientes al análisis paso a paso.

Es aquí donde toman relevancia importancia los requisitos del refuerzo transversal para los marcos convencionales y marcos dúctiles que indica el RDF-87 y sus NTC.

6.2.2 Modelo 2

6.2.2.1 Desplazamientos horizontales máximos

La fig 6.13 compara las envolventes de desplazamientos máximos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4.0$. Se tiene un comportamiento asimétrico; para valores positivos hay respuesta mayor para el caso elástico; para valores negativos, la mayor respuesta es para el caso $Q = 2$.

La fig 6.14 incluye los resultados de los análisis elásticos estático y modal espectral. Dado el comportamiento asimétrico del modelo, éste tipo de gráficas no aportan mucha información sobre del comportamiento inelástico de la estructura.

6.2.2.2 Desplazamientos en azotea

La fig 6.15 presenta las comparaciones de las historias de desplazamientos de los análisis paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. A partir de los diez primeros segundos la respuesta para el caso $Q = 4$ incursiona en el rango inelástico, lo cual no ocurre así, sino hasta el tiempo igual a 20 s, para el caso $Q = 2$, de forma ya notoria. La respuesta máxima observada se tiene para el caso $Q = 4$.

6.2.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

La fig 6.16 compara las historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. Debido al comportamiento no lineal más severo que se tiene para el caso inelástico $Q = 4.0$, la reducción de los coeficientes sísmicos, con respecto a la respuesta elástica, es más importante. Se tienen valores máximos del orden de 0.15 para el caso inelástico $Q = 4$; 0.22 para el inelástico $Q = 2$.

6.2.2.4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 6.17 presenta las relaciones máximas de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, para los análisis paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. Ambos casos inelásticos superan el valor permisible de 0.012.

La fig 6.18 incluye los valores de los análisis elásticos, estático y modal, con el quinto entrepiso como el más flexible. Para los casos de los análisis inelásticos los entrepisos más flexibles son el segundo y tercero para $Q = 2$ y $Q = 4$, respectivamente.

6.2.2.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

La fig 6.19 compara la distribución global de articulaciones plásticas para los casos de los análisis paso a paso inelástico $Q = 2$ e inelástico $Q = 4.0$. En ambos casos se presentan, casi en forma generalizada, rótulas plásticas en los extremos de las vigas. En lo referente a las columnas, caso inelástico $Q = 4$, solo hay rótulas plásticas en los extremos inferiores de los elementos de planta baja; para el caso inelástico $Q = 2$, éstas se presentan, además de los extremos inferiores de planta baja, en varios niveles superiores. Esto se debe, en buena medida, a que en la etapa de diseño, para el nivel de ductilidad $Q = 4$, rigió el concepto de refuerzo mínimo, es decir, se le asigna a la columna una capacidad superior a la requerida.

A nivel de demandas máximas de ductilidad local en vigas (ver fig 6.20), las correspondientes al caso inelástico $Q = 4$ son mayores que las del caso inelástico $Q = 2$, por lo que es de esperarse, al termino de la excitación sísmica y para el caso $Q = 4$, una estructura severamente más dañada.

A nivel de demandas máximas de ductilidad local en columnas (ver fig 6.21), los valores máximos se presentan, ambos casos, en P.B., mayores para el caso inelástico $Q = 4$. Aunque para el caso inelástico $Q = 2$ se tienen rótulas plásticas en los niveles superiores, estos valores caen dentro de los rangos permisibles.

6.2.2.6 Cortantes de entrepiso

La fig 6.22 compara los cortantes de entrepiso de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico para $Q = 2$ y $Q = 4$.

A medida que se incursiona en el rango no lineal, la respuesta disminuye; es decir, se logra una mayor disipación de energía.

La fig 6.23 compara los resultados de los análisis elásticos estático y modal. Se observa una mayor respuesta para el caso del análisis elástico estático, y a medida que se da un mayor incursionamiento en el rango no lineal la respuesta disminuye.

Cabe destacar que los valores de los análisis estático y modal para los factores de comportamiento sísmico (Q) de 2 y 4 resultan menores que los correspondientes al análisis paso a paso. Es aquí donde toman relevancia los requisitos de refuerzo transversal para los marcos convencionales y marcos dúctiles que indica el RDF-87 y sus NTC.

6.2.3 Modelo 3

6.2.3.1 Desplazamientos horizontales máximos

La fig 6.24 compara los envolventes de desplazamientos máximos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. Se presenta un comportamiento asimétrico; para valores positivos se observa una respuesta mayor para el caso elástico, para valores negativos, la mayor respuesta es para el caso $Q = 2$.

La fig 6.25 incluye los resultados de los análisis elásticos estático y modal espectral. Dado el comportamiento asimétrico del modelo, éste tipo de gráficas no aportan mucha información sobre del comportamiento inelástico de la estructura.

6.2.3.2 Desplazamientos en azotea

La fig 6.26 compara de las historias de desplazamientos de los análisis paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$, a nivel de azotea. A partir de los diez primeros segundos la respuesta para el caso $Q = 4$ incursiona en el rango inelástico, lo cual no ocurre así, sino hasta el tiempo igual a 20 s para el caso $Q = 2$, de forma ya notoria. La respuesta máxima observada se tiene para el caso $Q = 2.0$.

6.2.3.3. Historias de coeficientes sísmicos

La fig 6.27 compara las historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. Debido al comportamiento no lineal más severo que se tiene para el caso inelástico $Q = 4.0$, la reducción de los coeficientes sísmicos, con respecto a la respuesta elástica, es más importante. Se tienen valores máximos del orden de 0.15 para el caso inelástico $Q = 4$; 0.22 para el inelástico $Q = 2$.

6.2.3.4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 6.28 tiene las relaciones máximas de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, para los análisis paso a paso elástico e inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. Ambos casos inelásticos superan el valor permisible de 0.012.

La fig 6.29 incluye los valores de los análisis elásticos estático y modal, donde el cuarto entrepiso se presenta como el más flexible. Para el caso de los análisis inelásticos los entrepisos más flexibles son el de la P.B. y el segundo, para $Q = 2$ y $Q = 4$, respectivamente.

6.2.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas

La fig 6.30 compara la distribución global de articulaciones plásticas para los casos de los análisis paso a paso inelástico $Q = 2$ e inelástico $Q = 4.0$. En ambos casos se presentan, casi en forma generalizada, rótulas plásticas en los extremos de las vigas. En lo referente a las columnas, caso inelástico $Q = 4$, solo hay rótulas plásticas en los extremos inferiores de los elementos de planta baja; para el caso inelástico $Q = 2$, éstas se presentan, además de los extremos inferiores de planta baja, en varios niveles superiores. Esto se debe, en buena medida, a que en la etapa de diseño, para el nivel de ductilidad $Q = 4$, rigió en muchas ocasiones el concepto de refuerzo mínimo; es decir, se le asignó a la columna una capacidad superior a la requerida.

A nivel de demandas máximas de ductilidad local en vigas (ver fig 6.31), se observa que las correspondientes al caso inelástico $Q = 4$ son mayores que las del caso inelástico $Q = 2$, por lo que es de esperarse, al término de la excitación sísmica y para el caso $Q = 4$, una estructura severamente más dañada.

A nivel de demandas de ductilidad local en columnas (ver fig 6.32), los valores máximos se presentan, ambos casos, en P.B., mayores para el caso inelástico $Q = 4$. Aunque para el caso inelástico $Q = 2$ se presentan rótulas plásticas en los niveles superiores, estos valores caen dentro de los rangos permisibles.

6.2.2.6 Cortantes de entrepiso

La fig 6.33 compara los cortantes de entrepiso de los análisis dinámicos paso a paso elástico, inelástico $Q = 2$ y $Q = 4$. A medida que se incursiona en el rango no lineal, la respuesta disminuye; es decir, se logra una mayor disipación de energía.

La fig 6.34 compara los resultados de los análisis elásticos estático y modal. Hay una mayor respuesta para el caso del análisis elástico estático, y a medida que se da un mayor incursionamiento en el rango no lineal la respuesta disminuye.

Los valores de los análisis estático y modal para los factores de comportamiento sísmico de 2 y 4 resultan menores que los correspondientes al análisis paso a paso. Es aquí donde toman relevancia los requisitos del refuerzo transversal para los marcos convencionales y marcos dúctiles que indica el RDF-87 y sus NTC.

6.3 Cortantes en elementos estructurales

Era importante verificar que las fuerzas cortantes no dominaran el comportamiento de las vigas y columnas, ya que de presentarse una falla por cortante (falla frágil), no se alcanzaría la disipación de energía por la aparición de rótulas plásticas y sí el eventual colapso de la estructura.

En esta parte se presentan y comparan las capacidades nominales a cortante ($F_R = 1.0$) de los diferentes elementos estructurales versus los cortantes actuantes máximos de los análisis dinámicos paso a paso para los niveles de ductilidad de 2 y 4.

6.3.1 Modelo 1

6.3.1.1 Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$

6.3.1.1.1 Vigas

La fig 6.35 compara la capacidad a fuerza cortante de las vigas contra la fuerza cortante actuante del análisis paso a paso.

Se presenta también la capacidad proporcionada sólo por el refuerzo transversal (estribos).

La comparación de la capacidad proporcionada por el refuerzo transversal contra la fuerza cortante máxima del análisis paso a paso resulta interesante, ya que los ciclos de carga producidos por el sismo dañan de tal modo al concreto, que éste puede dejar de aportar capacidad a fuerza cortante.

Al comparar la capacidad total ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) contra el cortante máximo actuante del análisis paso a paso, se observa una capacidad disponible suficiente, pero al comparar las capacidades proporcionadas por el acero transversal contra los actuantes se tiene que las vigas de los tres primeros niveles podrían tener problemas.

La distribución del refuerzo transversal se presenta en la fig 4.27.

6.3.1.1.2 Columnas

La fig 6.36 muestra la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 1 para $Q = 2.0$.

La fig 6.37 muestra el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizados en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.38 compara los cortantes resistentes nominales de las columnas contra los cortantes máximos del análisis paso a paso. Se observa una capacidad adecuada en las columnas.

6.3.1.2 Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$

6.3.1.2.1 Vigas

En la fig 6.39 se comparan los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales proporcionados por el acero transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos actuantes del análisis paso a paso. Se observa siempre una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal. En la fig 4 se muestra la distribución del refuerzo transversal.

6.3.1.2.2 Columnas

La fig 6.40 muestra la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 1 para $Q = 4.0$.

La fig 6.41 muestra el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizado en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.42 compara los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales debidos solo el refuerzo transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos del análisis paso a paso; se observa siempre una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal.

6.3.2 Modelo 2

6.3.2.1 Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$

6.3.2.1.1 Vigas

La fig 6.43 compara los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales proporcionados por el acero transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos actuantes del análisis paso a paso. Se observa siempre

una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal. En la fig 4.49 se muestra la distribución del refuerzo transversal.

6.3.2.1.2 Columnas

La fig 6.44 muestra la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 2 para $Q = 2.0$.

La fig 6.45 tiene el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizados en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.46 compara los cortantes resistentes nominales de las columnas contra los cortantes máximos del análisis paso a paso. Una de las columna de P.B. presenta capacidad insuficiente para resistir la fuerza cortante actuante, por lo que en este caso será de esperarse una falla del tipo frágil.

6.3.2.2 Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$

6.3.2.2.1 Vigas

En la fig 6.47 se comparan los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales proporcionados por el acero transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos actuantes del análisis paso a paso. Se observa siempre una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal. En la fig 4.60 se muestra la distribución del refuerzo transversal.

6.3.2.2.2 Columnas

La fig 6.48 tiene la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 2 para $Q = 4.0$.

La fig 6.49 presenta el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizado en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.50 compara los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales debidos sólo al refuerzo transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos del análisis paso a paso. Se observa siempre una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal.

una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal. En la fig 4.49 se muestra la distribución del refuerzo transversal.

6.3.2.1.2 Columnas

La fig 6.44 muestra la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 2 para $Q = 2.0$.

La fig 6.45 tiene el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizados en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.46 compara los cortantes resistentes nominales de las columnas contra los cortantes máximos del análisis paso a paso. Una de las columna de P.B. presenta capacidad insuficiente para resistir la fuerza cortante actuante, por lo que en este caso será de esperarse una falla del tipo frágil.

6.3.2.2 Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$

6.3.2.2.1 Vigas

En la fig 6.47 se comparan los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales proporcionados por el acero transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos actuantes del análisis paso a paso. Se observa siempre una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal. En la fig 4.60 se muestra la distribución del refuerzo transversal.

6.3.2.2.2 Columnas

La fig 6.48 tiene la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 2 para $Q = 4.0$.

La fig 6.49 presenta el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizado en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.50 compara los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales debidos sólo al refuerzo transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos del análisis paso a paso. Se observa siempre una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal.

6.3.3 Modelo 3

6.3.3.1 Factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$

6.3.3.1.1. Vigas

La fig 6.51 compara las cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales proporcionados por el acero transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos actuantes del análisis paso a paso. Se tiene una capacidad disponible adecuada. Para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal, las vigas del segundo nivel podrían tener problemas. En la fig 4.77 se muestra la distribución del refuerzo transversal.

6.3.3.1.2 Columnas

La fig 6.52 presenta la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 3 para $Q = 2.0$.

La fig 6.53 incluye el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizados en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.54 compara los cortantes resistentes nominales de las columnas contra los cortantes máximos del análisis paso a paso. Hay capacidad disponible adecuada.

6.3.3.2 Factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$

6.3.3.2.1 Vigas

La fig 6.55 compara los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales proporcionados por el acero transversal (V_{SR}) contra los cortantes máximos actuantes del análisis paso a paso. Se observa siempre una capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el esfuerzo transversal. En la fig 4.82 se presenta la distribución del refuerzo transversal.

6.3.3.2.2 Columnas

La fig 6.56 tiene la distribución de estribos en las zonas centrales de las columnas del modelo 3 para $Q = 4.0$.

La fig 6.57 muestra el arreglo de varillas longitudinales y el número de estribos utilizado en las diferentes secciones de columna.

La fig 6.58 compara los cortantes resistentes nominales totales ($V_R = V_{CR} + V_{SR}$) y los cortantes resistentes nominales debidos sólo al refuerzo transversal (V_{SR}) contra las cortantes máximas del análisis paso a paso. Se tiene capacidad disponible adecuada, aún para el caso en que sólo se considera la capacidad dada por el refuerzo transversal.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

El objetivo principal de este trabajo consistió en calcular el comportamiento sísmico inelástico de tres estructuras con irregularidades en elevación, diseñadas de acuerdo al código RDF-87 con base fija, comparando los resultados para los factores de comportamiento sísmico (Q) de 2 y 4, ante la excitación del acelerograma SCT, componente EW, de los sismos de 1985. A continuación se presentan las conclusiones al respecto.

Después de observar y revisar los resultados de los análisis sísmicos inelásticos para los diferentes tipos de resistencias, las calculadas con un factor de comportamiento sísmico de $Q = 2$ contribuyen a que la respuesta se reduzca notablemente, logrando que el nivel de daños que se presentaría, luego de la sollicitación sísmica, no llegue a ser tan severo, como en el caso de las estructuras diseñadas con $Q = 4.0$, que, aunque disipan una mayor cantidad de energía, el nivel de daños que al final deberá repararse, resulta muy significativo y por tanto seguramente con altos costos de rehabilitación.

En todos los análisis dinámicos paso a paso se revisó que las fuerzas cortantes no rigieran el comportamiento de las vigas y columnas, para de esa forma garantizar que la ocurrencia de las fluencias fueran por flexión en vigas y por flexocompresión en columnas, y así lograr que el comportamiento inelástico quedara gobernado por la presencia de rótulas plásticas, disipando así la energía del sismo por histéresis. Sólo

en el modelo 2 para $Q = 2$ hubo unos miembros en que la fuerza cortante actuante fue mayor que la resistente nominal disponible.

En el cálculo de las demandas de ductilidad local " μ_L " se tienen valores notablemente menores para el análisis inelástico $Q = 2.0$. Cabe preguntar aquí si realmente vale la pena dañar tanto una estructura para disipar la energía de un sismo intenso, o por otro lado mejor buscar menores reducciones de las fuerzas de diseño, aunado a comportamientos inelásticos más satisfactorios, y por tanto a costos inferiores de reparación.

El mecanismo de falla que tiende a formarse en cada estructura de estudio, independientemente del tipo de resistencia utilizado, coincide con la filosofía del diseño "columna fuerte-viga débil", que proponen los códigos modernos; la mayor parte de las articulaciones plásticas se formó en vigas y no en columnas, con excepción de los extremos inferiores de los miembros de planta baja.

Quizá una de las conclusiones de mayor importancia a las que se puede llegar es que el diseño sísmico debe basarse, principalmente, en aspectos cualitativos de simetría y uniformidad estructural y en resultados de análisis que reconozcan la importancia de las características dinámicas de las construcciones y del suelo que las sustentan.

El RDF-87 reconoce este aspecto, y establece ciertas condiciones de regularidad y simetría que, se indican como deseables, y cuya utilización se premia aceptando para las construcciones que las cumplen acciones de diseño ligeramente reducidas con respecto a aquellas que no cumplen con esas condiciones.

Entre los factores que afectan notablemente la respuesta de una estructura ante la acción sísmica podrían señalarse los siguientes:

I. PERIODO DE VIBRACIÓN

El periodo fundamental de vibración es una de las características de las estructuras que ha probado ser de mayor importancia en su comportamiento.

II. DUCTILIDAD

Resistencia, rigidez y ductilidad, son las tres propiedades de las estructuras y de los materiales que las constituyen, que mayor influyen en su comportamiento ante la acción sísmica.

Es evidente que la demanda de ductilidad debe ser menor que la ductilidad disponible, concepto que, extrapolado a estructuras complejas ante la acción sísmica, es de excepcional importancia.

Grandes demandas de ductilidad implican la presencia de deformaciones

importantes y, por tanto, daños estructurales notables; si éstos se quieren reducir será necesario aumentar la resistencia, ya que cuanto menor sea ésta, menor será la demanda de ductilidad. Si la resistencia se reduce deberá contarse con suficiente ductilidad disponible, en caso contrario, la falla sobreviene.

Demandas excesivas de ductilidad proporcionadas por estructuraciones poco apropiadas, han sido la causa directa de gran cantidad de colapsos.

La rigidez medida por el módulo de elasticidad, permite controlar las deformaciones dentro de ciertos límites y regula el periodo de vibración de las estructuras y, en consecuencia, el valor de las fuerzas sísmicas que ocurren.

Las propiedades mencionadas se modifican cuando sobre la estructura actúan sollicitaciones dinámicas con ciclos consecutivos de carga y descarga, disminuyendo, a veces en forma apreciable, aún en ciclos de histéresis correspondiente a especímenes cuidadosamente elaborados.

En estructuras reales, el deterioro que los primeros ciclos de carga producen, pueden ocasionar comportamientos muy distintos a los previstos inicialmente. Las estructuras deberán detallarse y construirse de modo que este efecto no sea demasiado nocivo.

III. AMORTIGUAMIENTO

No es posible establecer cuantitativamente el grado de amortiguamiento de una estructura por diseñarse; solo en forma cualitativa y en función de lo que se ha medido en algunos casos concretos, puede tenerse una idea de los valores que caben esperarse. Es claro, sin embargo, que debería garantizarse cierto grado de amortiguamiento en las estructuras reales; el RDF-87 menciona que los espectros para diseño se han basado en un amortiguamiento del 5 por ciento del crítico.

IV. TORSIÓN

El 42 por ciento de los edificios que se desplomaron durante los sismos de septiembre de 1985 eran de esquina. Este hecho da idea de la importancia del efecto de la torsión, que normalmente presente en este tipo de construcciones. Las normas lo reconocen estableciendo una excentricidad máxima del 20 por ciento de la dimensión de la estructura perpendicular a la acción sísmica. La simetría en elevación y en planta es una condición que conviene buscar en las estructuraciones de edificios ubicados en la zona del lago de la ciudad de México.

7.2

Recomendaciones

Se recomienda ampliar este tipo de estudios para aquellos edificios con problemas de estructuración, para fines de comprender mejor el comportamiento que éstos presentan ante sismos intensos y tomar las precauciones que de esos estudios pudieran derivarse.

Para el caso particular de los edificios aquí presentados, y cuyas estructuraciones pretenden ser típicas de edificios ubicados en la ciudad de México, pueden tratar de establecerse las características que hacen que una estructura se encuentre en condiciones críticas ante futuras sollicitaciones sísmicas intensas.

- 1. Hallarse en la zona de la ciudad, llamada de alta compresibilidad**
- 2. Tener un periodo de vibración cercano al del suelo en que se desplanta**
- 3. Tener escaso amortiguamiento**
- 4. Contar con una cimentación incapaz de transmitir incrementos notables de esfuerzos sísmicos al suelo, que pudieran ocasionarle deformaciones perjudiciales**
- 5. Propiciar torsiones**
- 6. Requerir una ductilidad difícil de cumplir, como ocurre en el caso de cambios fuertes y localizados de resistencia, edificaciones con planta baja flexible, etc.**
- 7. Propiciar un mecanismo de falla en columnas**
- 8. Estar bajo la amenaza de una colindancia peligrosa**
- 9. Construir con materiales o procesos constructivos deficientes**

Lo anterior conduce a pensar que un criterio sano de diseño sísmico debe basarse en evitar que la construcción presente las condiciones señaladas como críticas. En los casos en que las condiciones críticas no pueden evitarse, cabe preguntarse si la acción sísmica que dichas condiciones generan pueden aceptarse incrementando la resistencia de la estructura que, en este caso, debe proporcionarse generosamente, recordando que el costo de la estructura es, en general, un porcentaje pequeño de la totalidad de la obra.

REFERENCIAS

- 1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-87)", D.D.F., México, D.F. (1987)**
- 2. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", D.D.F., México, D.F. (1987)**
- 3. Park y Paulay T. "Estructuras de concreto reforzado", Ed Limusa, México, D.F. (1986)**
- 4. Bazán E y Meli R, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Ed Limusa, México, D.F. (1986)**
- 5. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo", D.D.F., México, D.F. (1987)**
- 6. Meli R, "Diseño Estructural", Ed Lumusa, México, D.F. (1987)**
- 7. Pablo Hernández A, "Comportamiento Sísmico Inelástico de Edificios Regulares e irregulares en Elevación", tesis de maestría en estructuras, División de Estudios de Posgrado, Facultad de ingeniería, UNAM, México, D.F. (1994)**
- 8. Kanaan A E and Powell G H, "Drain-2D: Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Universidad de California, Berkeley (1973), adaptado a P.C. por J N Dyer (Instituto de Ingeniería, UNAM)**
- 9. I Martínez, A Navarro, J Cenicerros, "Dinámica Estructural", Universidad Autónoma de Zacatecas (1983)**
- 10. Castillo J C, "Influencia de Criterios de Diseño en Demandas de Ductilidad Local", tesis de maestría en estructuras, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1993)**

TABLA 2.1 CARGAS MUERTAS

A Z O T E A	
CONCEPTO	CARGA (kg/m ²)
P.p. de losa (h=10 cm)	240
Aplanado de yeso (e=2cm)	30
Elementos no estructurales (pretilas)	25
Relleno de tezontle (e=6 cm)	75
Enladrillado	30
Mortero (e=2 cm)	66
Impermeabilizante	25
Instalaciones y plafones	40
Carga adicional por reglamento	40
S U M A	571
P I S O T I P O	
P.p. de losa (h=10 cm)	240
Aplanado de yeso (e=2 cm)	30
Firme de cemento (e=10 cm)	44
Loseta vinílica	10
Elementos no estructurales	25
Instalaciones y plafones	35
Muros divisorios	150
Carga adicional por reglamento	40
S U M A	574

TABLA 2.1 CARGAS MUERTAS (continua)

PISO ESTACIONAMIENTO	
CONCEPTO	CARGA (kg/m²)
P.p. de losa (h = 10 cm)	240
Aplanado de yeso	30
Espesor de desgaste (e = 2 cm)	48
Elementos no estructurales	25
Instalaciones	20
Carga adicional por reglamento	40
S U M A	403

TABLA 2.2 CARGAS VIVAS

A Z O T E A	
CONCEPTO	CARGA (kg/m²)
Para análisis ante cargas gravitacionales	100
Para combinación con sismo	70
P I S O T I P O	
Para análisis ante cargas gravitacionales	250
Para combinación con sismo	180
P I S O E S T A C I O N A M I E N T O T I P O	
Para análisis ante cargas gravitacionales	250
Para combinación con sismo	100

TABLA 2.3 CARGAS GRAVITACIONALES TOTALES

PARA ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES		
NIVEL	SUMA	CARGA (kg/m²)
AZOTEA	571 + 100	671
PISO TIPO	574 + 250	824
PISO ESTACIONAMIENTO	403 + 250	653
PARA ANÁLISIS ANTE COMBINACIÓN DE SISMO Y CARGA GRAVITACIONAL		
AZOTEA	571 + 70	641
PISO TIPO	574 + 180	754
PISO ESTACIONAMIENTO	403 + 100	503

N I V E L	C O L U M N A S				T R A B E S			
	h	AX	IX	AV	b	h	IX	AV
	cm	cm ²	cm ⁴	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ²
10	70	4900	2 000 833	4083	30	70	857 500	1750
9	70	4900	2 000 833	4083	30	70	857 500	1750
8	80	6400	3 413 333	5383	30	80	1 280 000	2000
7	80	6400	3 413 333	5383	30	80	1 280 000	2000
6	80	6400	3 413 333	5383	30	80	1 280 000	2000
5	90	8100	5 467 500	6750	30	90	1 822 500	2250
4	90	8100	5 467 500	6750	30	90	1 822 500	2250
3	100	10000	8 333 333	8338	30	100	2 500 000	2500
2	100	10000	8 333 333	8338	30	100	2 500 000	2500
1	100	10000	8 333 333	8338	30	100	2 500 000	2500

**TABLA 4.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
PRIMER MODELO**

NIVEL	W_i (t)	M_i (t·s / cm)
10	99.40	0.1014
9	115.90	0.1181
8	120.70	0.1230
7	122.60	0.1249
6	122.60	0.1249
5	227.60	0.2320
4	248.00	0.2528
3	257.20	0.2622
2	261.20	0.2663
1	267.20	0.2724

TABLA 4.2 PESOS Y MASAS, PRIMER MODELO

MOLO	Período de vibración T_l(s)	Massa modal efectiva
1	1.24	0.641
2	0.56	0.240
3	0.29	0.046
4	0.20	0.039
5	0.13	0.012

TABLA 4.3 PERIODOS DE VIBRACION LIBRE, PRIMER MODELO

NIVEL	Desplazamiento máximo Total (cm)	
	Estático	Dinámico
10	34.84	25.34
9	32.04	23.11
8	28.17	20.07
7	23.66	16.62
6	18.62	12.89
5	14.15	9.70
4	11.05	7.55
3	8.10	5.53
2	5.37	3.66
1	2.71	1.85

**TABLA 4.4 DESPLAZAMIENTOS LATERALES MAXIMOS TOTALES,
PRIMER MODELO**

ENTREPISO	Deformación angular de entrepiso	
	Dinámico	Estático
10	0.0068	0.008
9	0.0093	0.0112
8	0.0103	0.0129
7	0.0111 *	0.0144
6	0.0096	0.0130
5	0.0063	0.0089
4	0.0059	0.0085
3	0.0053	0.0078
2	0.0052	0.0076
1	0.0037	0.0054

$\gamma_{perm} \leq 0.012$

* entrepiso más flexible

TABLA 4.5 DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO, PRIMER MODELO

NIVEL O ENTREPISO	FUERZA CORTANTE		FUERZA SISMICA	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
10	86.27	76.67	86.30	76.67
9	177.91	152.48	91.64	75.82
8	263.44	216.41	85.52	63.93
7	340.40	267.41	76.96	51.00
6	405.73	304.51	65.33	37.09
5	505.98	357.94	100.25	53.43
4	596.72	411.79	90.75	53.85
3	668.65	457.69	71.93	45.90
2	720.26	492.18	51.60	34.49
1	747.00	509.32	26.74	17.14
VALORES EN TONELADAS				

TABLA 4.6 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y FUERZAS SISMICAS, PRIMER MODELO

NIVEL O ENTREPISO	FUERZA SISMICA (t)	FUERZA CORTANTE (t)
10	89.96	89.96
9	88.96	178.91
8	75.00	253.92
7	59.85	313.77
6	43.52	357.29
5	62.70	419.98
4	63.18	483.17
3	53.86	537.03
2	40.46	577.50
1	20.11	597.60

TABLA 4.7 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y FUERZAS SISMICAS CORREGIDAS, PRIMER MODELO

N I V E L	C O L U M N A S				T R A B E S			
	h	AX	IX	AV	b	h	IX	AV
	cm	cm ²	cm ⁴	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ²
10	65	4225	1 487 552	3520	30	70	857 500	1750
9	65	4225	1 487 552	3520	30	70	857 500	1750
8	75	5625	2 636 718	4687	30	80	1 280 000	2000
7	75	5625	2 636 718	4687	30	80	1 280 000	2000
6	75	5625	2 636 718	4687	30	80	1 280 000	2000
5	85	7225	4 350 052	6020	30	90	1 822 500	2250
4	85	7225	4 350 052	6020	30	90	1 822 500	2250
3	95	9025	6 787 552	7520	30	100	2 500 000	2500
2	95	9025	6 787 552	7520	30	100	2 500 000	2500
1	95	9025	6 787 552	7520	30	100	2 500 000	2500

TABLA 4.8 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, MODELO 2

NIVEL	Wl (t)	MI (t · s² / cm)
10	143.40	0.1463
9	167.80	0.1712
8	174.20	0.1777
7	176.50	0.1801
6	176.50	0.1801
5	183.30	0.1870
4	185.90	0.1896
3	193.00	0.1969
2	118.80	0.1212
1	123.20	0.1257

TABLA 4.9 PESOS Y MASAS, MODELO 2

MODO	Período de vibración <i>T_i</i> (s)	Masa modal efectiva
1	1.56	0.822
2	0.56	0.110
3	0.31	0.027
4	0.19	0.015
5	0.13	0.009

TABLA 4.10 PERIODOS DE VIBRACION, MODELO 2

NIVEL	Desplazamiento máximo total (cm)	
	Estático	Dinámico
10	40.41	33.27
9	38.15	31.44
8	34.88	28.78
7	31.04	25.63
6	26.49	21.90
5	21.78	18.02
4	17.38	14.39
3	13.10	10.86
2	8.87	7.36
1	4.40	3.65

TABLA 4.11 DESPLAZAMIENTOS LATERALES MAXIMOS TOTALES, MODELO 2

ENTREPISO	Deformación angular de entrepiso	
	Estático	Dinámico
10	0.0064	0.0054
9	0.0095	0.0080
8	0.0110	0.0092
7	0.0130	0.0108
6	0.0137	0.0113 *
5	0.0126	0.0104
4	0.0124	0.0103
3	0.0121	0.0100
2	0.0128	0.0106
1	0.0088	0.0073

γ per ≤ 0.012

* entrepiso más flexible

TABLA 4.12 DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO, MODELO 2

NIVEL O ENTREPISO	FUERZA CORTANTE		FUERZA SISMICA	
	<i>Estático</i>	<i>Dinámico</i>	<i>Estático</i>	<i>Dinámico</i>
10	100.81	85.48	100.81	85.48
9	208.37	176.35	107.56	90.87
8	308.50	259.62	100.13	83.27
7	398.87	334.03	90.37	74.41
6	476.86	397.21	78.00	63.19
5	543.87	451.14	67.00	53.92
4	599.96	497.18	56.09	46.04
3	644.87	534.94	44.91	37.77
2	665.74	552.58	20.87	17.63
1	671.52	556.66	5.78	4.09
VALORES EN TONELADAS				

TABLA 4.13 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y FUERZAS SISMICAS, MODELO 2

NIVEL O ENTREPISO	FUERZA CORTANTE		FUERZA SISMICA	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
10	100.81	85.48	100.81	85.48
9	208.37	176.35	107.56	90.87
8	308.50	259.62	100.13	83.27
7	398.87	334.03	90.37	74.41
6	476.86	397.21	78.00	63.19
5	543.87	451.14	67.00	53.92
4	599.96	497.18	56.09	46.04
3	644.87	534.94	44.91	37.77
2	665.74	552.58	20.87	17.63
1	671.52	556.66	5.78	4.09
VALORES EN TONELADAS				

TABLA 4.13 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y FUERZAS SISMICAS, MODELO 2

N I V E L	C O L U M N A S				T R A B E S			
	h	AX	IX	AV	b	h	IX	AV
	cm	cm ²	cm ⁴	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ²
9	65	4225	1 487 552	3521	30	70	857 500	1750
8	65	4225	1 487 552	3521	30	70	857 500	1750
7	75	5625	2 636 719	4680	30	80	1 280 000	2000
6	75	5625	2 636 719	4680	30	80	1 280 000	2000
5	75	5625	2 636 719	4680	30	80	1 280 000	2000
4	85	7225	4 350 052	6020	30	90	1 822 500	2250
3	85	7225	4 350 052	6020	30	90	1 822 500	2250
2	95	9025	6 787 552	7520	30	100	2 500 000	2500
1	95	9025	6 787 552	7520	30	100	2 500 000	2500

TABLA 4.14 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, MODELO 3

NIVEL	Wl (t)	MI (t-s²/cm)
9	143.40	0.1463
8	167.80	0.1712
7	174.20	0.1777
6	176.50	0.1801
5	176.50	0.1801
4	183.30	0.1870
3	185.90	0.1896
2	193.00	0.1969
1	211.20	0.2154

TABLA 4.15 PESOS Y MASAS, MODELO 3

NIVEL	W_i (t)	M_i (t-s²/cm)
9	143.40	0.1463
8	167.80	0.1712
7	174.20	0.1777
6	176.50	0.1801
5	176.50	0.1801
4	183.30	0.1870
3	185.90	0.1896
2	193.00	0.1969
1	211.20	0.2154

TABLA 4.15 PESOS Y MASAS, MODELO 3

MODO	Períodos de vibración <i>T_i</i> (s)	Masa modal efectiva
1	1.56	0.844
2	0.57	0.116
3	0.31	0.025
4	0.20	0.009
5	0.13	0.003

TABLA 4.16 PERIODOS DE VIBRACION, MODELO 3

NIVEL	Desplazamientos totales máximos (cm)	
	Estático	Dinámico
9	39.55	33.12
8	37.30	31.28
7	34.05	28.61
6	30.24	25.45
5	25.74	21.70
4	21.09	17.82
3	16.76	14.20
2	12.60	10.70
1	8.59	7.30

TABLA 4.17 DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES MAXIMOS, MODELO 3

ENTREPISO	Deformación angular de entrepiso	
	Estático	Dinámico
9	0.0064	0.0054
8	0.0094	0.0080
7	0.0109	0.0092
6	0.0129	0.0109
5	0.0135	0.0114 *
4	0.0123	0.0104
3	0.0121	0.0102
2	0.0115	0.0097
1	0.0114	0.0097

γ per ≤ 0.012

* entrepiso más flexible

TABLA 4.18 DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO, MODELO 3

NIVEL O ENTREPISO	FUERZA CORTANTE		FUERZA SISMICA	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
9	100.39	85.76	100.39	85.76
8	207.16	177.16	106.77	91.40
7	306.20	260.77	99.03	83.61
6	395.13	335.29	88.94	74.52
5	471.39	398.39	76.26	63.09
4	536.28	452.04	64.89	53.65
3	589.80	497.67	53.53	45.64
2	631.49	534.88	41.68	37.20
1	663.17	564.86	31.68	29.98
VALORES EN TONELADAS				

TABLA 4.19 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y FUERZAS SISMICAS, MODELO 3

TABLA 5.1 VALORES DE α Y β_0 PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO PASO A PASO CON EL PROGRAMA DRAIN-2D, MODELOS 1, 2 Y 3

MODELO	PERIODOS NATURALES (s)		COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO	
	T_1	T_2	α	β_0
1	1.236	0.563	0.3494	0.00615
2	1.563	0.562	0.296	0.00658
3	1.556	0.566	0.296	0.00661

TABLA 5.2 RESISTENCIAS EN VIGAS, MODELO 1, $Q = 2.0$

RESISTENCIA	M^+ (t-m)	M^- (t-m)
1	15.73	68.09
2	33.34	94.39
3	37.39	87.99
4	83.09	146.34
5	88.11	135.88
6	98.39	161.18
7	103.26	151.53
8	80.77	147.98
9	90.28	137.02
10	93.03	147.98
11	78.37	138.22
12	78.61	127.68
13	79.92	135.68
14	83.08	132.66
15	78.39	140.78
16	107.33	163.32
17	103.81	160.22
18	95.13	197.89

TABLA 5.3 RESISTENCIAS EN VIGAS, MODELO 1, Q = 4.0

RESISTENCIA	M⁺ (t.m)	M⁻ (t.m)
1	23.57	47.13
2	21.40	42.80
3	31.23	62.46
4	28.32	56.64
5	44.49	88.98
6	39.94	79.88
7	48.21	96.42
8	43.26	87.91
9	45.40	90.80
10	40.47	80.93
11	43.61	87.22
12	38.05	76.10
13	41.76	83.52
14	40.15	80.29
15	48.75	97.50
16	46.69	93.27

TABLA 5.4 RESISTENCIAS EN VIGAS, MODELO 2, Q = 2.0

RESISTENCIA	M⁺ (t-m)	M⁻ (t-m)
1	13.57	51.57
2	13.57	74.07
3	16.89	71.69
4	47.28	112.98
5	54.77	107.72
6	64.46	130.47
7	72.18	125.20
8	78.19	142.30
9	83.68	136.58
10	113.06	179.98
11	120.51	171.89
12	112.43	171.08
13	122.12	173.88
14	115.39	181.01
15	160.41	225.21
16	166.20	217.08
17	193.80	236.80
18	197.12	217.06
19	179.12	220.89
20	172.41	215.87

TABLA 5.5 RESISTENCIAS EN VIGAS, MODELO 2, Q = 4.0

RESISTENCIA	M⁺ (t-m)	M⁻ (t-m)
1	20.34	40.67
2	18.95	37.89
3	26.37	52.74
4	25.06	50.12
5	36.46	72.91
6	34.01	68.02
7	40.87	81.73
8	38.39	76.78
9	43.59	87.17
10	41.25	82.49
11	53.48	106.96
12	54.60	101.19
13	53.48	106.96
14	50.60	101.19
15	64.54	129.07
16	72.61	123.10
17	81.09	130.83
18	87.74	131.62
19	79.11	120.89

TABLA 5.6 RESISTENCIAS EN VIGAS, MODELO 3, Q = 2.0

RESISTENCIA	M⁺ (t-m)	M⁻ (t-m)
1	13.57	51.23
2	13.56	73.16
3	15.91	72.32
4	46.69	111.86
5	53.61	108.88
6	63.81	129.36
7	71.04	126.43
8	77.46	141.10
9	82.44	137.71
10	111.52	177.97
11	118.51	173.32
12	113.24	177.71
13	118.59	173.84
14	153.71	219.71
15	161.58	217.31
16	183.22	240.54
17	176.51	228.56

TABLA 5.7 RESISTENCIAS EN VIGAS, MODELO 3, Q = 4.0

RESISTENCIA	M⁺ (t-m)	M⁻ (t-m)
1	19.26	38.51
2	26.07	52.13
3	36.11	72.21
4	40.57	81.07
5	38.70	77.39
6	43.24	86.47
7	41.52	83.04
8	52.52	105.03
9	50.41	100.82
10	52.49	104.97
11	50.56	101.12
12	63.27	126.53
13	69.48	122.70
14	77.28	134.60
15	75.23	127.29

TABLA 5.8 RESISTENCIAS EN COLUMNAS, MODELO 1, Q = 2.0

RESISTENCIA	Mo ⁺	Mo ⁻	Pc	Pt	M _v /M _s	P _v /P _s
	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)		
1	73.79	-73.79	1355.42	-216.08	1.760	0.269
2	108.37	-108.37	1492.69	-344.13	1.401	0.252
3	115.63	-115.63	1515.27	-410.11	1.394	0.244
4	130.97	-130.97	1832.70	-343.49	1.557	0.268
5	146.94	-146.94	1876.64	-391.73	1.490	0.259
6	153.68	-153.68	2220.63	-343.21	1.738	0.278
7	93.30	-93.30	2049.74	-182.44	2.441	0.296
8	111.72	-111.72	2099.36	-230.51	2.153	0.290
9	158.56	-158.56	2251.01	-537.14	1.760	0.264
10	159.57	-159.57	2214.99	-557.41	1.727	0.273
11	130.35	-130.35	2528.49	-230.39	2.406	0.298
12	184.62	-184.62	2684.45	-365.54	1.938	0.281
13	198.90	-198.90	2694.64	-391.13	1.826	0.281
14	172.13	-172.13	2263.62	-391.37	1.654	0.271

TABLA 5.9 RESISTENCIAS EN COLUMNAS, MODELO 1, Q = 4.0

RESISTENCIA	Mo ⁺	Mo ⁻	Pc	Pt	M _b /M _o	P _b /P _o
	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)		
1	69.97	-69.97	1340.39	201.37	1.800	0.270
2	91.24	-91.24	1418.31	279.26	1.550	0.260
3	110.09	-100.09	1758.68	278.93	1.740	0.275
4	130.79	-130.79	1834.64	347.56	1.557	0.267
5	153.67	-153.67	2220.63	343.21	1.738	0.278
6	189.46	-189.46	2320.60	439.90	1.545	0.267
7	218.90	-218.90	2752.30	439.50	1.700	0.277

TABLA 5.10 RESISTENCIAS EN COLUMNAS, MODELO 2, Q = 2.0

RESISTENCIA	Mo ⁺	Mo ⁻	Pc	Pt	M _b /M _o	P _b /P _o
	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)		
1	41.24	41.24	1083.51	115.11	21.80	0.295
2	40.99	40.99	1087.96	115.22	2.185	0.292
3	61.92	61.92	1167.41	192.82	1.677	0.276
4	50.79	50.79	1402.36	115.12	2.544	0.313
5	75.47	75.47	1480.29	192.63	1.929	0.291
6	60.32	60.32	1434.90	144.48	2.231	0.298
7	90.27	90.27	1843.02	192.50	2.194	0.300
8	72.93	72.93	1792.82	144.39	2.545	0.307
9	239.85	239.85	2353.02	657.07	1.279	0.237
10	271.19	271.19	2487.07	778.43	1.223	0.225
11	317.71	317.71	2898.60	775.72	1.308	0.240
12	280.60	280.60	2764.38	655.31	1.379	0.251

TABLA 5.11 RESISTENCIAS EN COLUMNAS, MODELO 2, Q = 4.0

RESISTENCIA	Mo ⁺	Mo ⁻	Pc	Pt	M _v /M _o	P _v /P _o
	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)		
1	61.90	61.90	1167.42	-192.82	1.678	0.278
2	81.28	81.28	1246.42	-260.23	1.485	0.265
3	90.54	90.54	1525.80	241.01	1.728	0.285
4	108.73	108.73	1615.30	303.96	1.572	0.264
5	128.77	128.77	1978.93	305.60	1.767	0.277
6	159.06	159.06	2066.57	391.61	1.571	0.265
7	184.99	184.99	2475.90	391.30	1.740	0.276
8	175.58	175.58	2119.35	440.00	1.470	0.262
9	204.04	204.04	2528.77	439.00	1.624	0.273

TABLA 5.12 RESISTENCIAS EN COLUMNAS, MODELO 3, Q = 2.0

RESISTENCIA	Mo ⁺	Mo ⁻	Pc	Pt	M _v /M _o	P _v /P _o
	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)		
1	45.74	-45.74	1109.72	-133.95	2.013	0.089
2	48.53	48.53	1116.54	-144.58	1.996	0.285
3	56.46	56.46	1425.14	-133.87	2.334	0.300
4	59.31	59.31	1424.54	-144.48	2.334	0.298
5	50.79	50.79	1402.36	-115.12	2.540	0.303
6	60.62	60.62	1434.90	-144.48	2.231	0.298
7	72.93	72.93	1792.82	-144.39	2.545	0.307
8	72.29	72.29	1774.71	-146.85	2.662	0.307
9	271.19	271.19	2487.0	-778.43	1.223	0.225
10	317.71	317.71	2899.60	-775.72	1.308	0.240
11	307.91	307.91	2622.51	-918.84	1.171	0.220
12	361.20	361.20	3026.22	-916.58	1.240	0.236

TABLA 5.13 RESISTENCIAS EN COLUMNAS, MODELO 3, Q = 4.0

RESISTENCIA	Mo ⁺	Mo ⁻	Pc	Pt	M _v /M _o	P _v /P _o
	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)		
1	61.90	-61.90	1167.42	-192.82	1.678	0.278
2	81.28	-81.28	1246.42	-260.23	1.485	0.265
3	90.64	-90.64	1525.80	-241.01	1.728	0.285
4	108.73	-108.73	1615.30	-305.96	1.572	0.264
5	128.77	-128.77	1978.93	-305.60	1.767	0.277
6	159.06	-159.06	2066.57	-391.61	1.571	0.265
7	179.45	-179.45	2147.52	-461.94	1.478	0.251
8	184.99	-184.99	2475.90	-391.30	1.740	0.276
9	210.20	-210.20	2557.75	-461.53	1.617	0.264

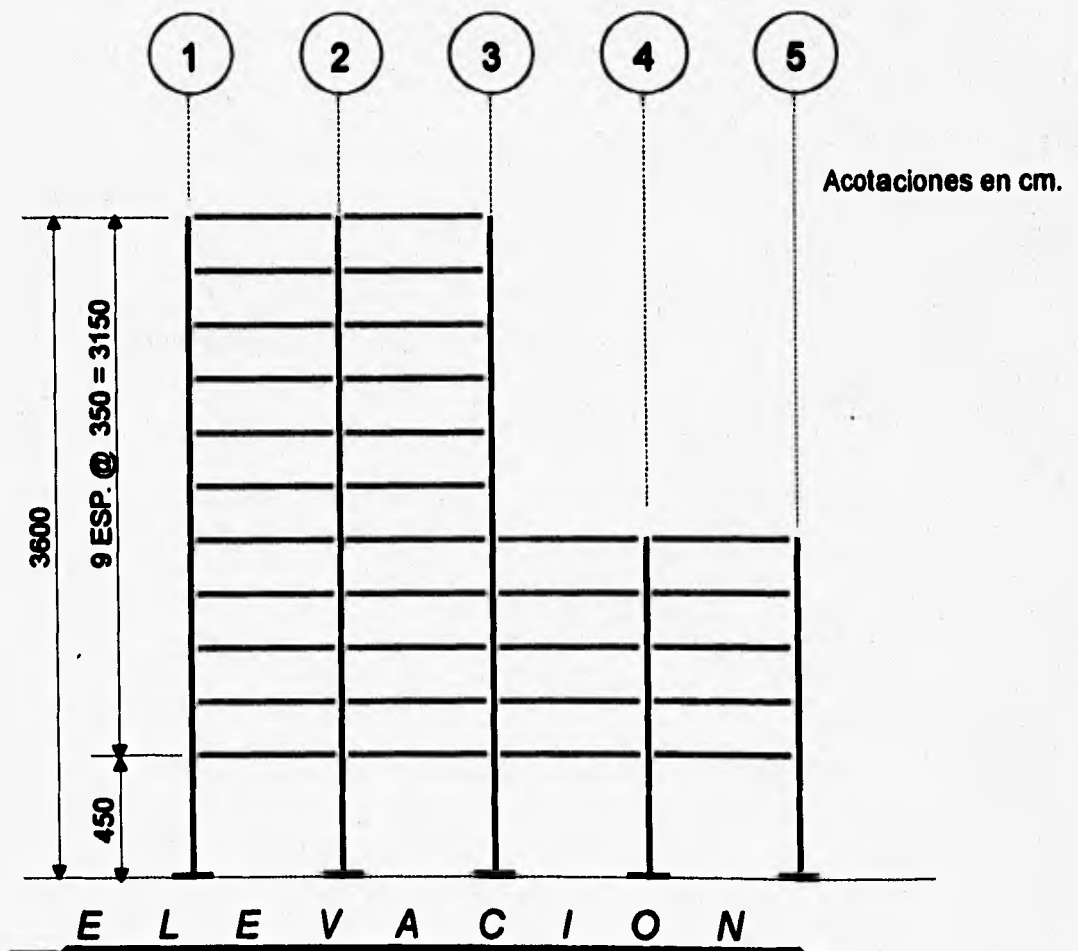
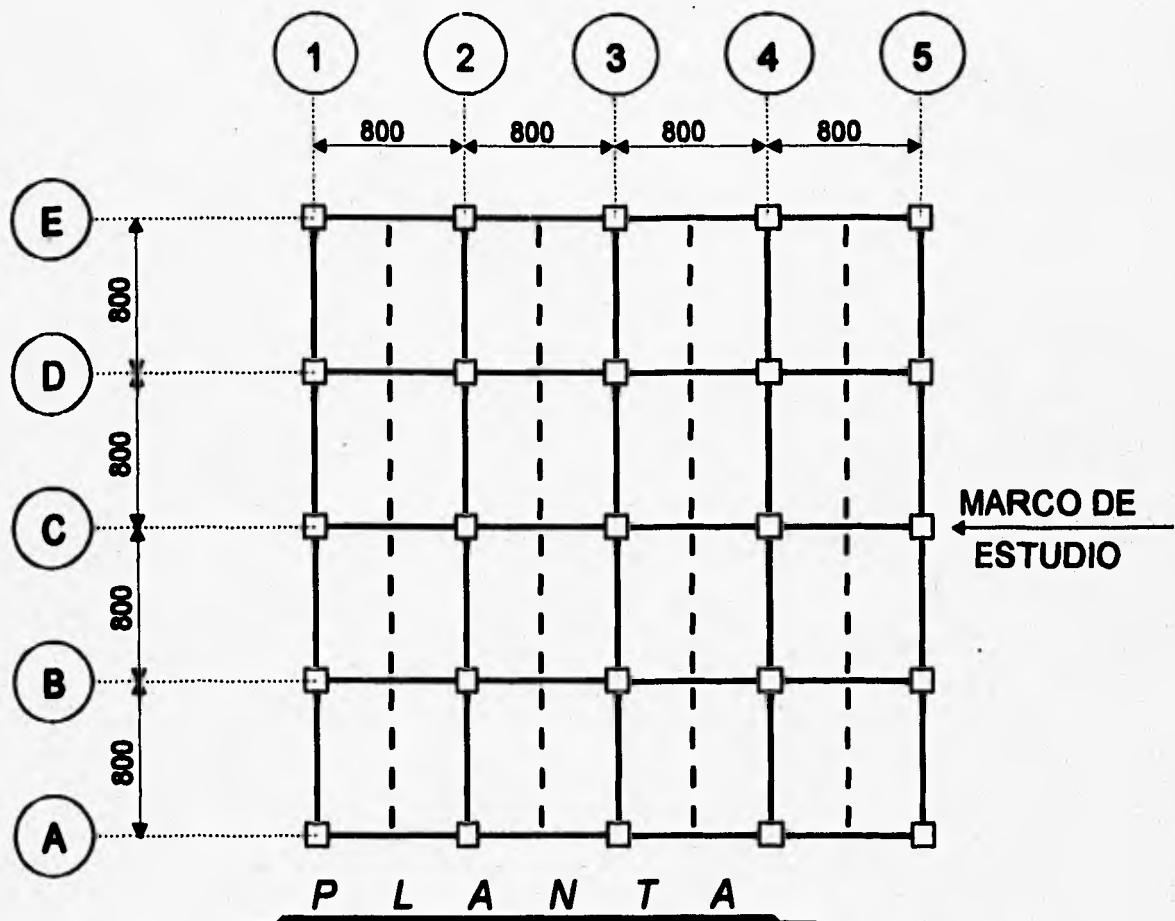


FIG 2.1 PRIMER MODELO

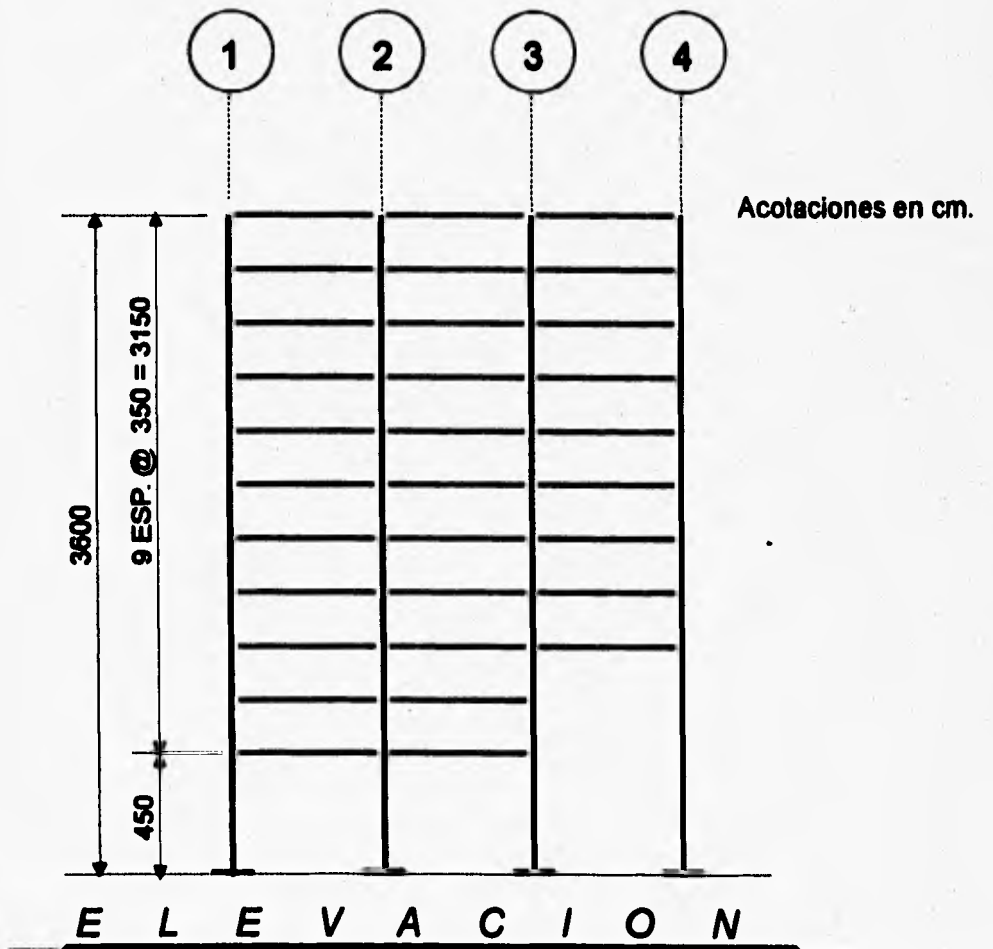
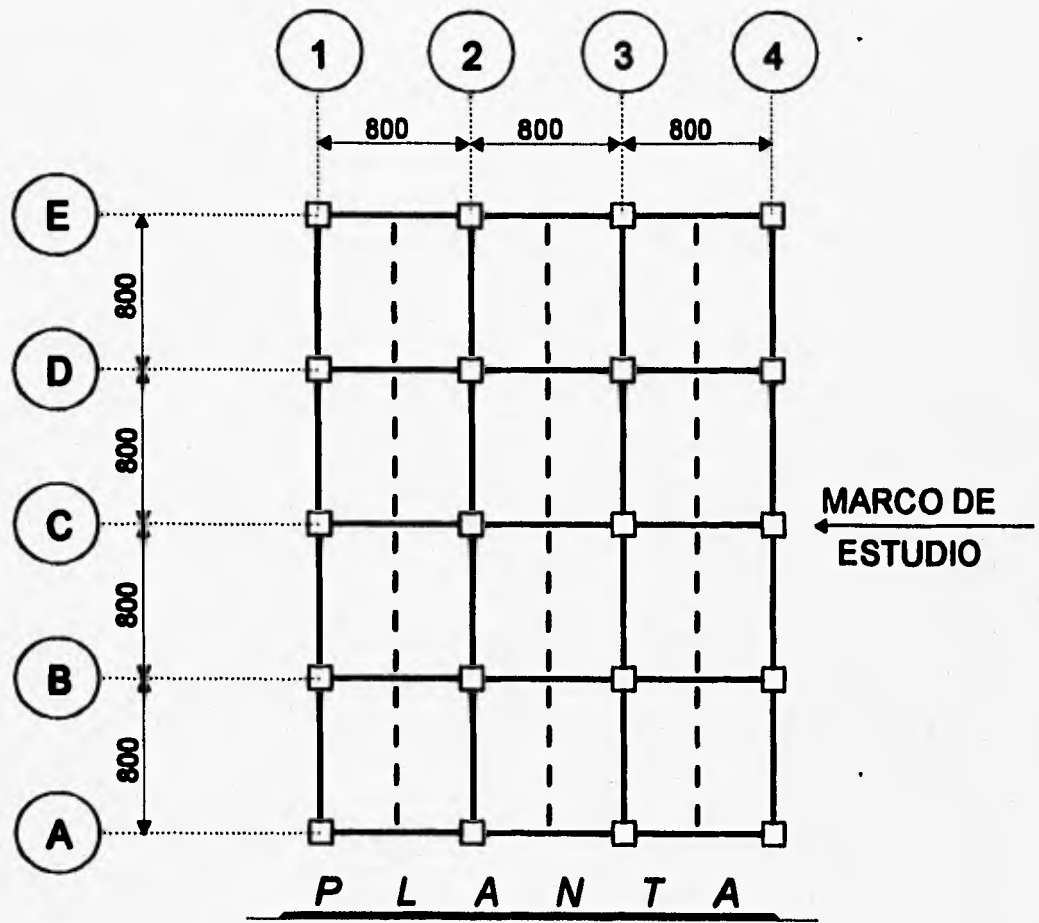


FIG 2.2 SEGUNDO MODELO

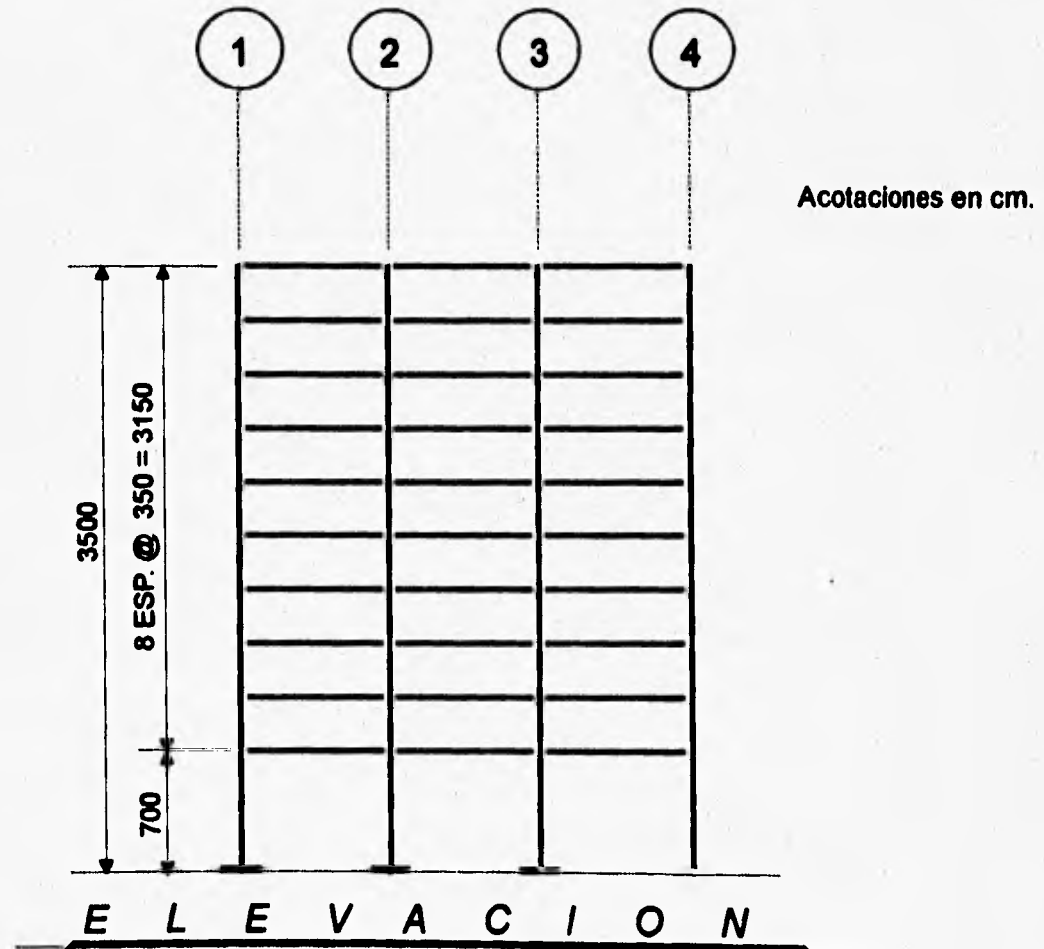
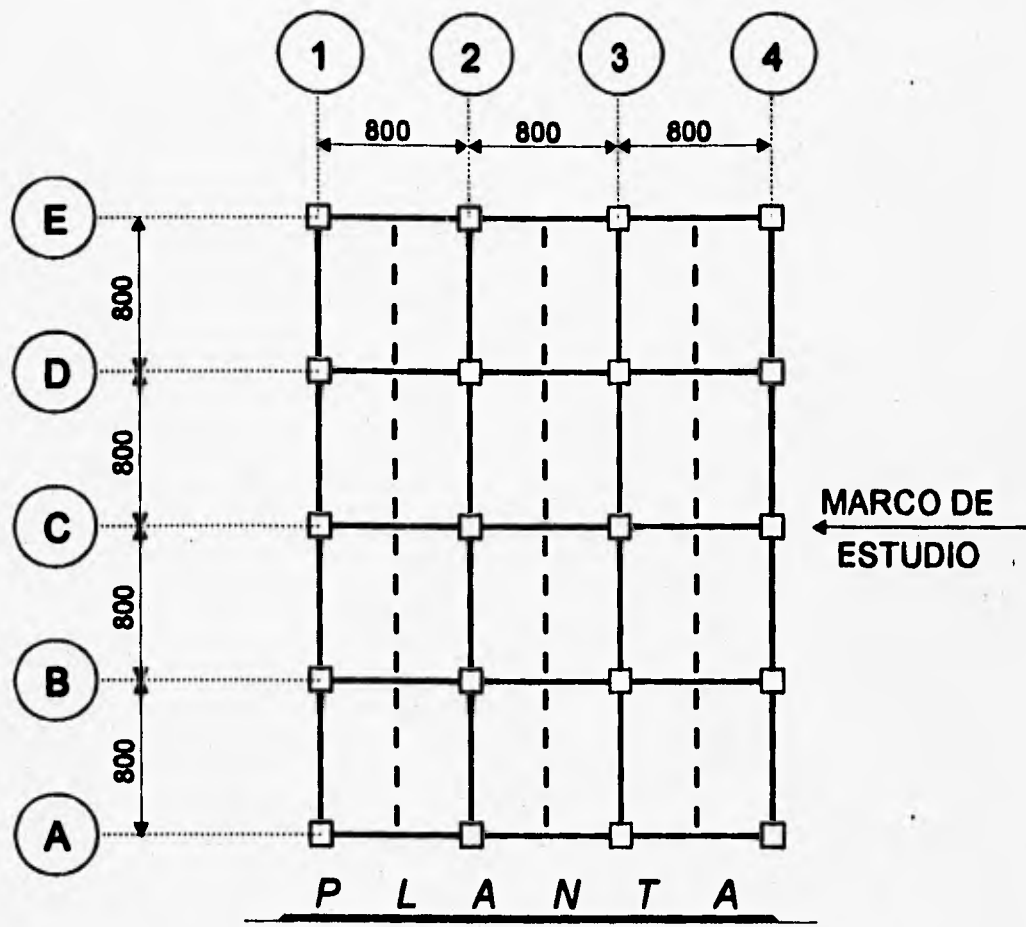


FIG 2.3 TERCER MODELO

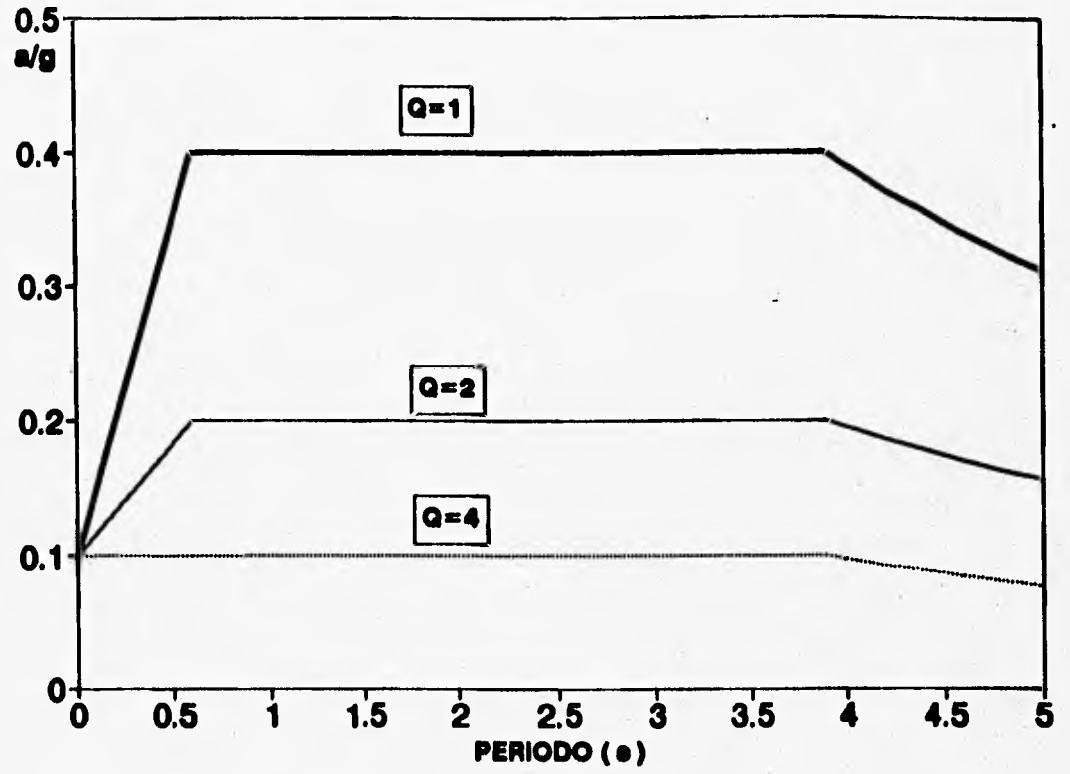


FIG 2.4 ESPECTRO DE DISEÑO. ZONA III, RDF-87. DUCTILIDADES (Q) DE 1, 2 Y 4

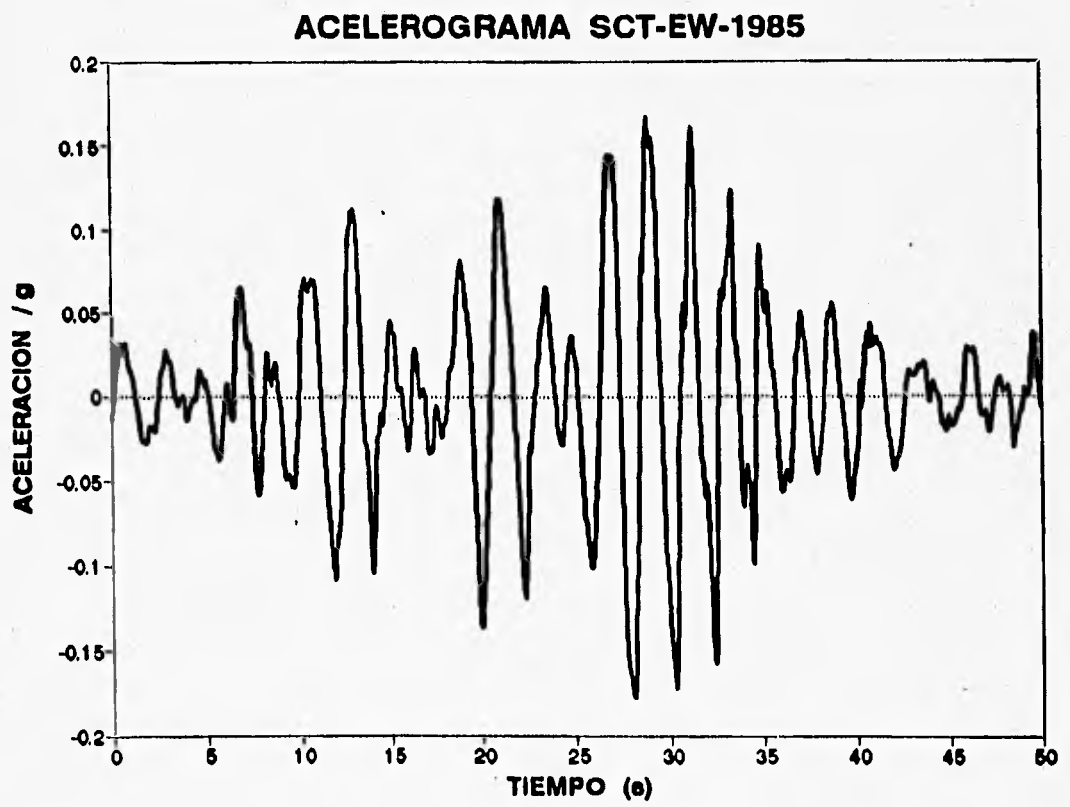


FIG 2.5 ACELEROGRAMA

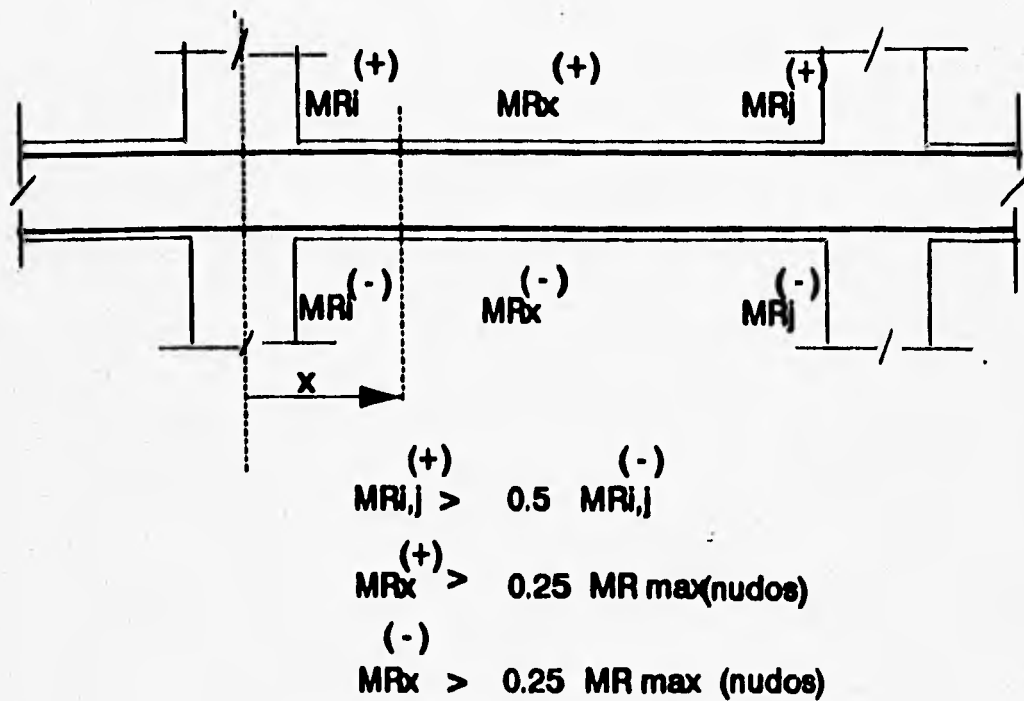


FIG 3.1 REQUISITOS DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS A FLEXION DE MARCOS DUCTILES

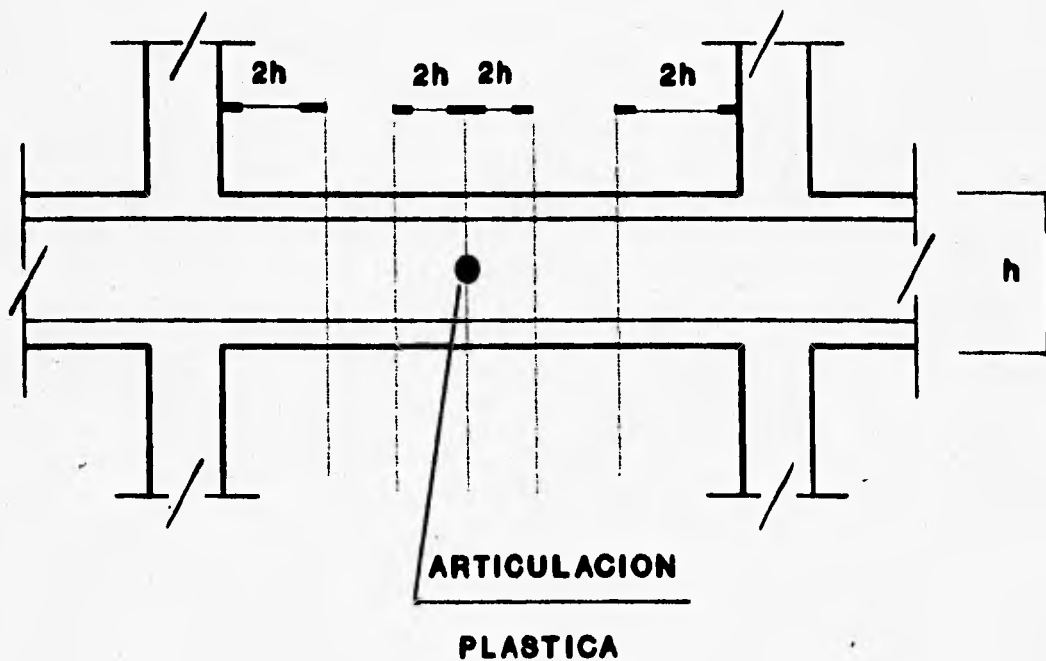


FIG 3.2 LOCALIZACION DE LAS ZONAS CRITICAS PARA REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS A FLEXION DE MARCOS DUCTILES

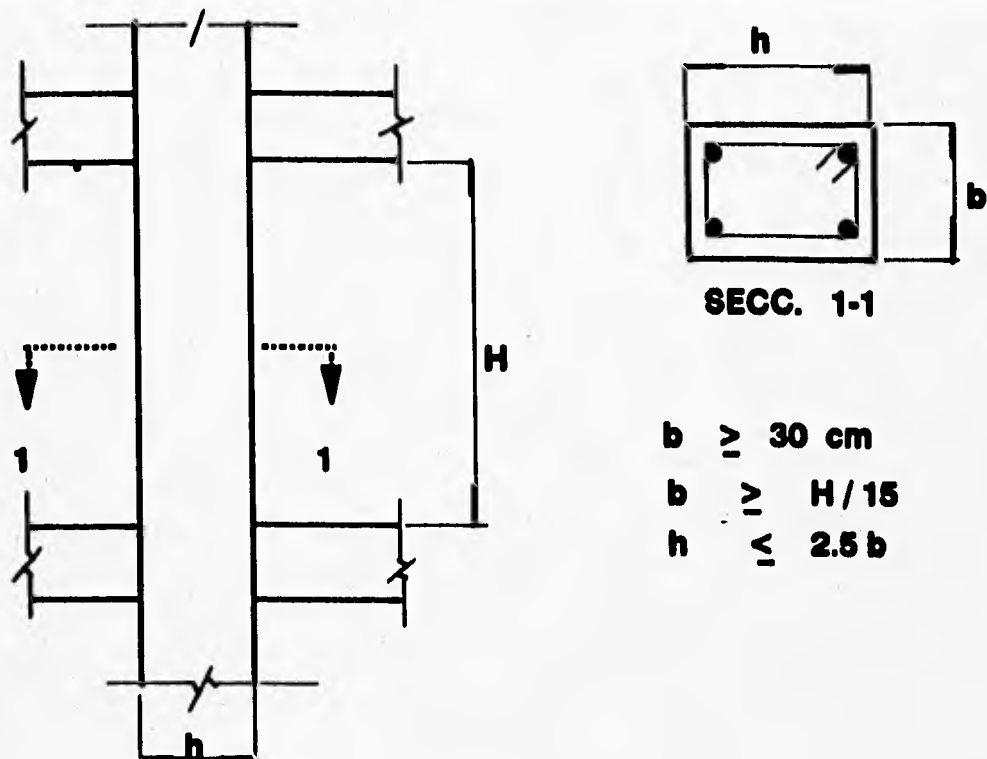


FIG 3.3 REQUISITOS GEOMETRICOS DE ELEMENTOS A FLEXOCOMPRESION DE MARCOS DUCTILES

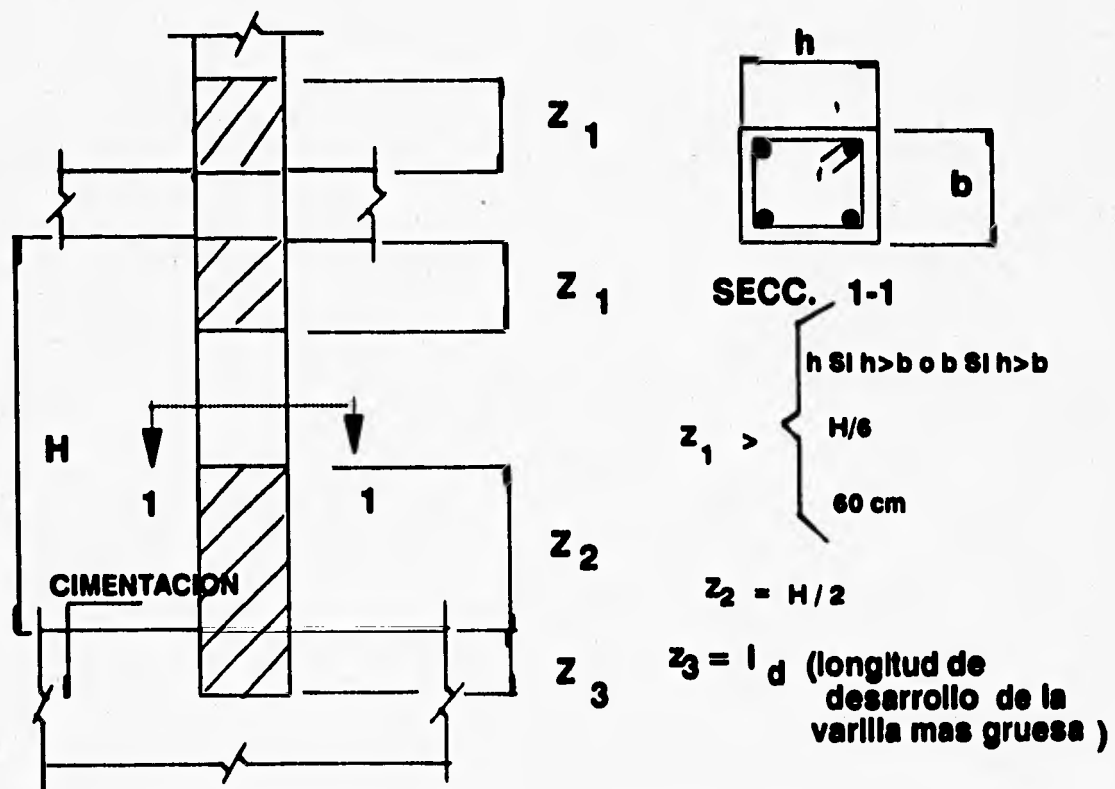
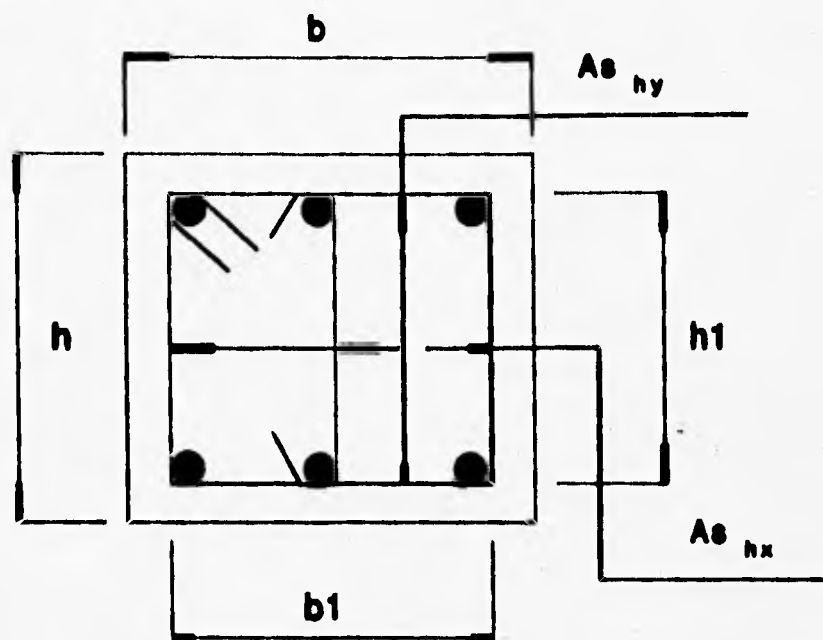


FIG 3.4 LOCALIZACION DE ZONAS CRITICAS PARA REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION DE MARCOS DUCTILES



$$h1 = h_{cy} \quad A_c = (h1)(b1)$$

$$b1 = h_{cx} \quad A_g = (h)(b)$$

FIG 3.5 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CRITICAS DE ELEMENTOS A FLEXOCOMPRESION DE MARCOS DUCTILES

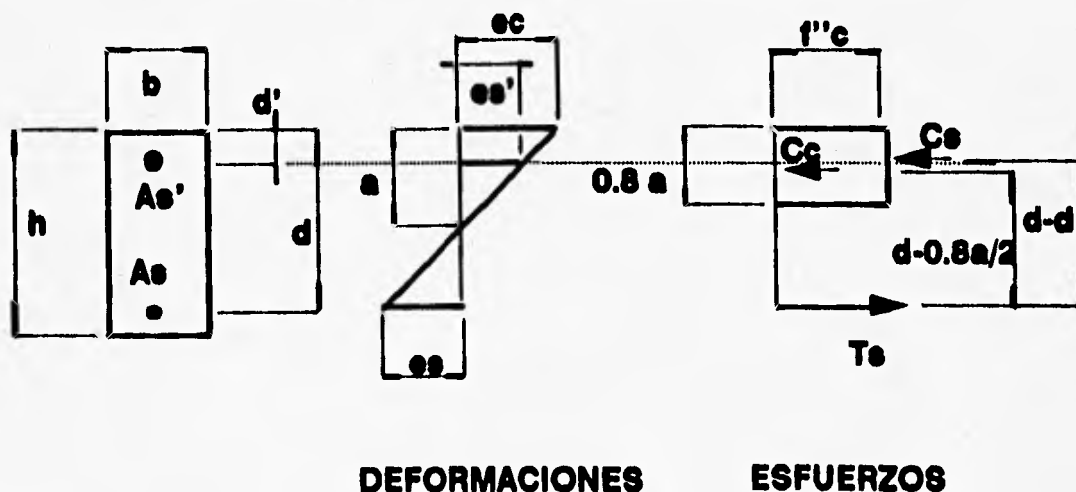


FIG 3.6 ESTADO DE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS EN ELEMENTOS A FLEXION CON ACERO DE COMPRESION

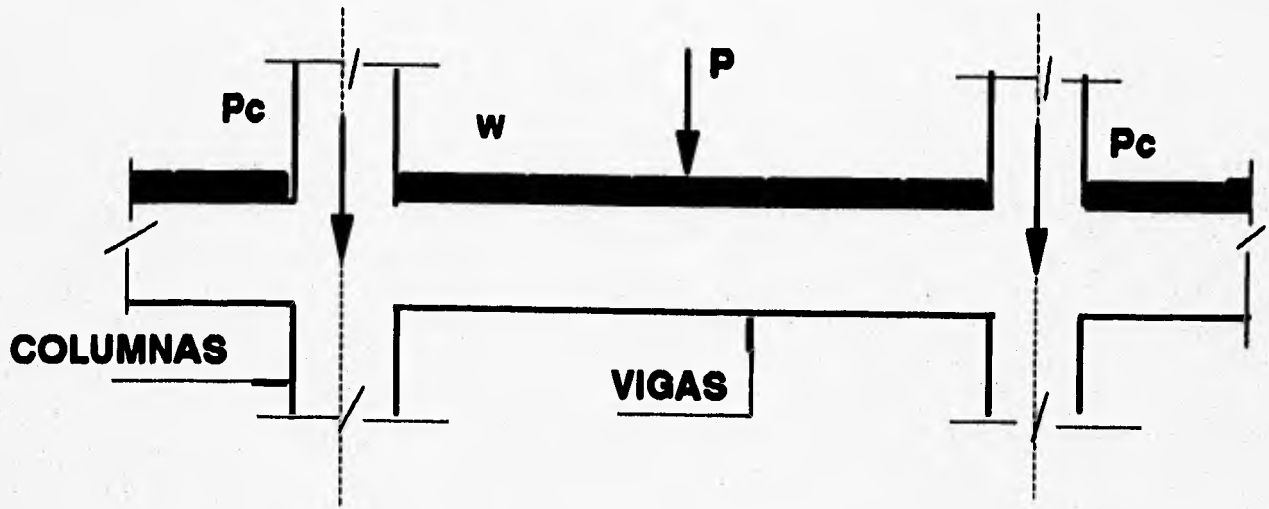
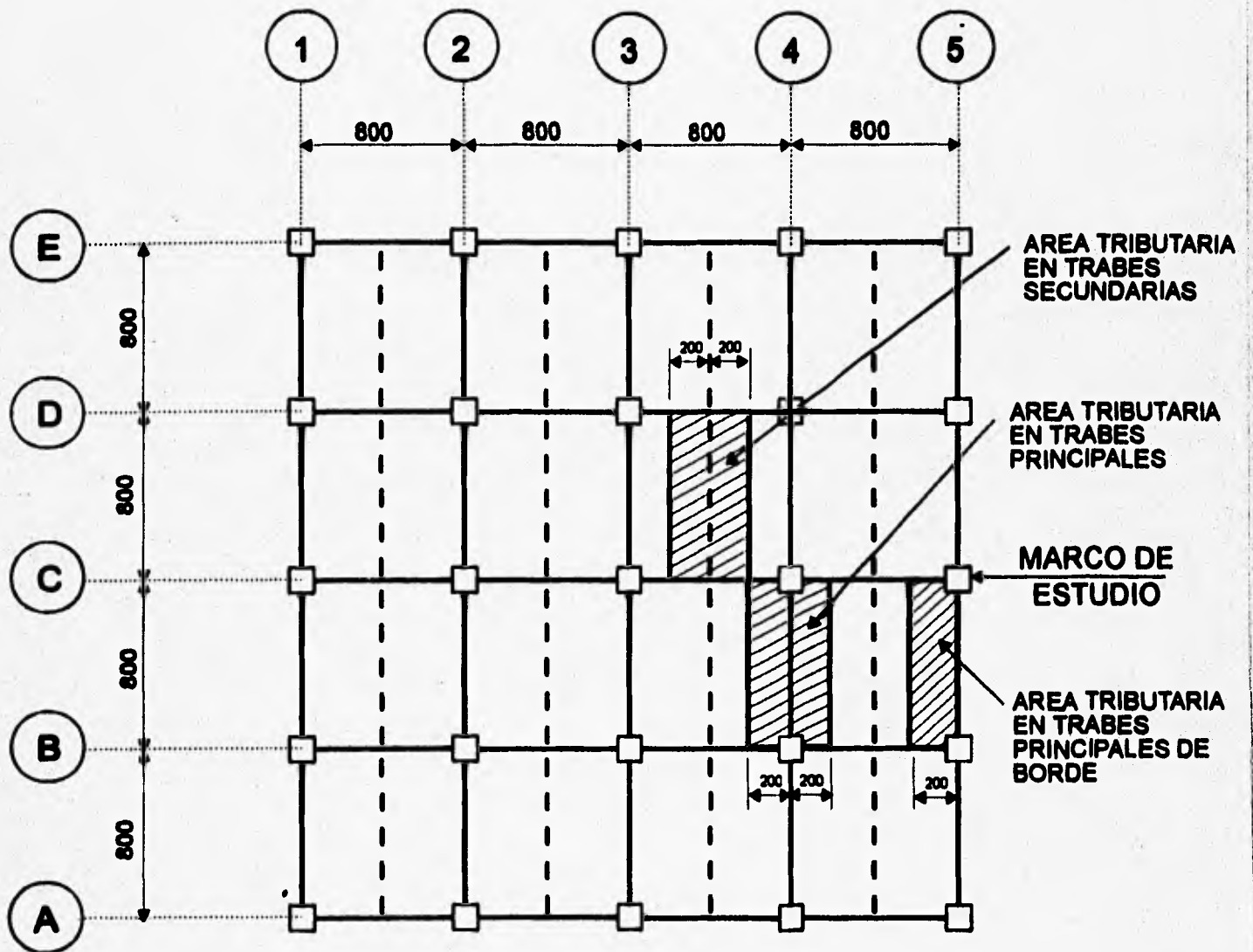


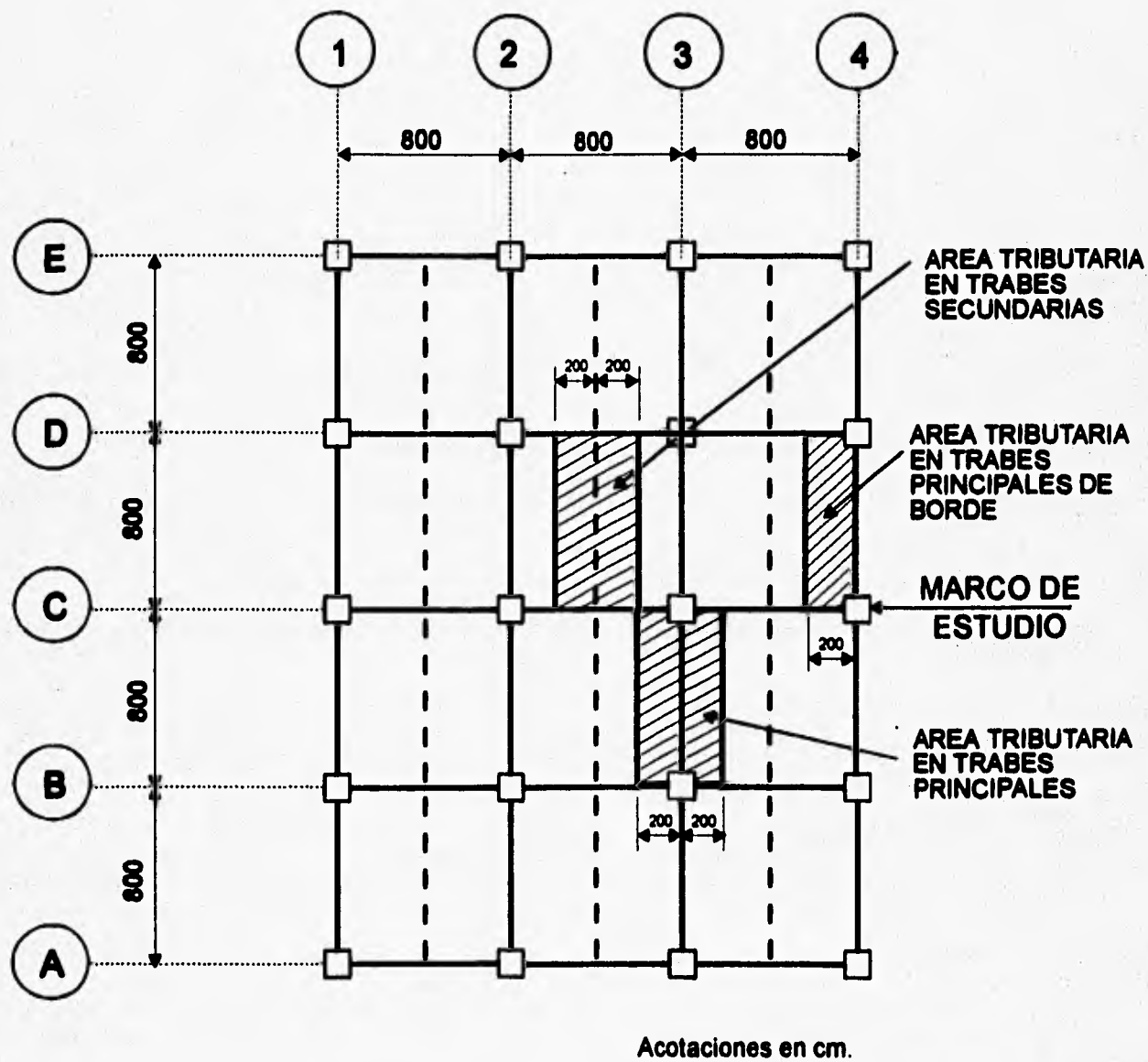
FIG 4.1 CARGAS VERTICALES TIPO



Acotaciones en cm.

P L A N T A

FIG 4.2 AREAS TRIBUTARIAS PARA EL CALCULO DE CARGAS VERTICALES. MODELO 1



P L A N T A

FIG 4.3 AREAS TRIBUTARIAS PARA EL CALCULO DE CARGAS VERTICALES. MODELOS 2 Y 3

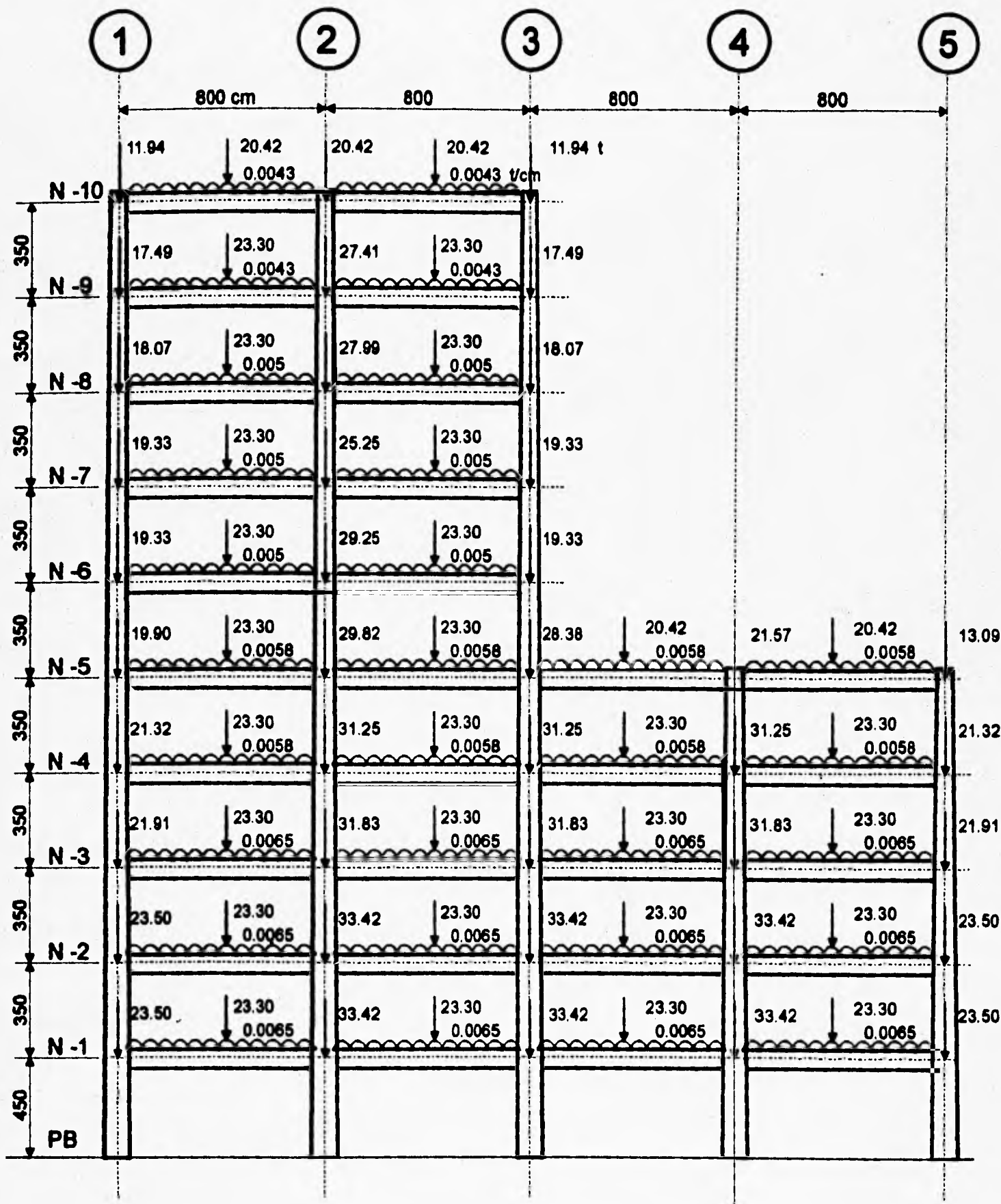
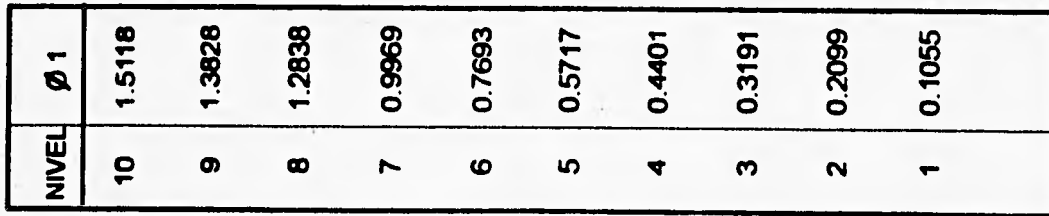
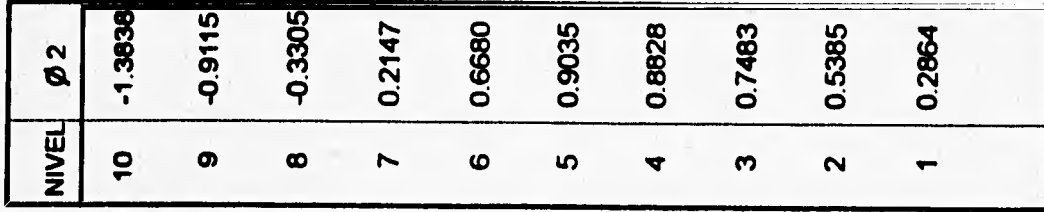


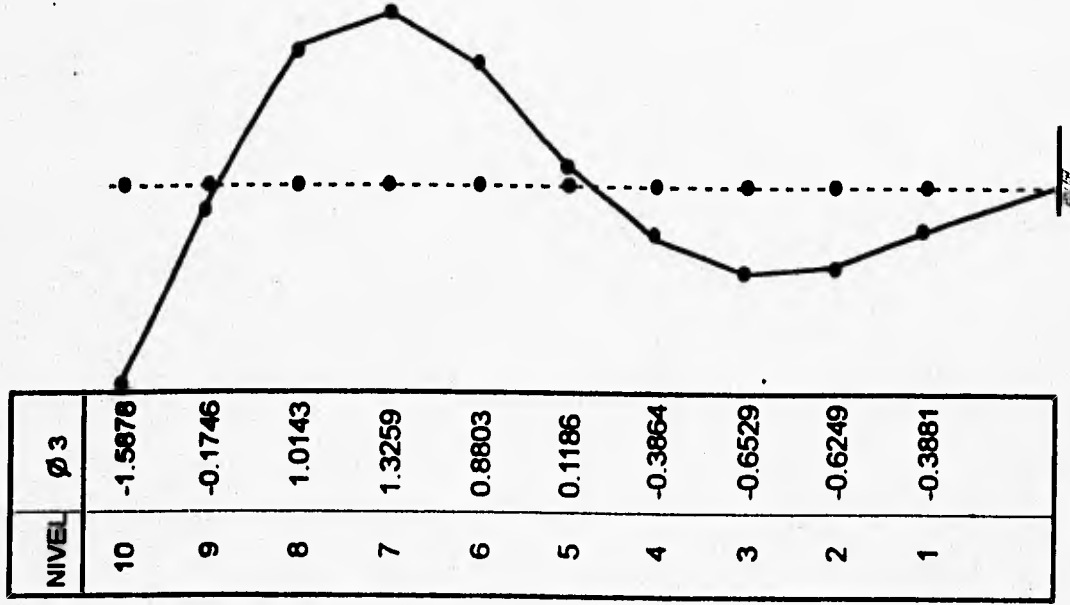
FIG 4.4 CARGAS GRAVITACIONALES, MODELO 1



MODO 1



MODO 2



MODO 3

FIG 4.5 CONFIGURACIONES MODALES, MODELO 1

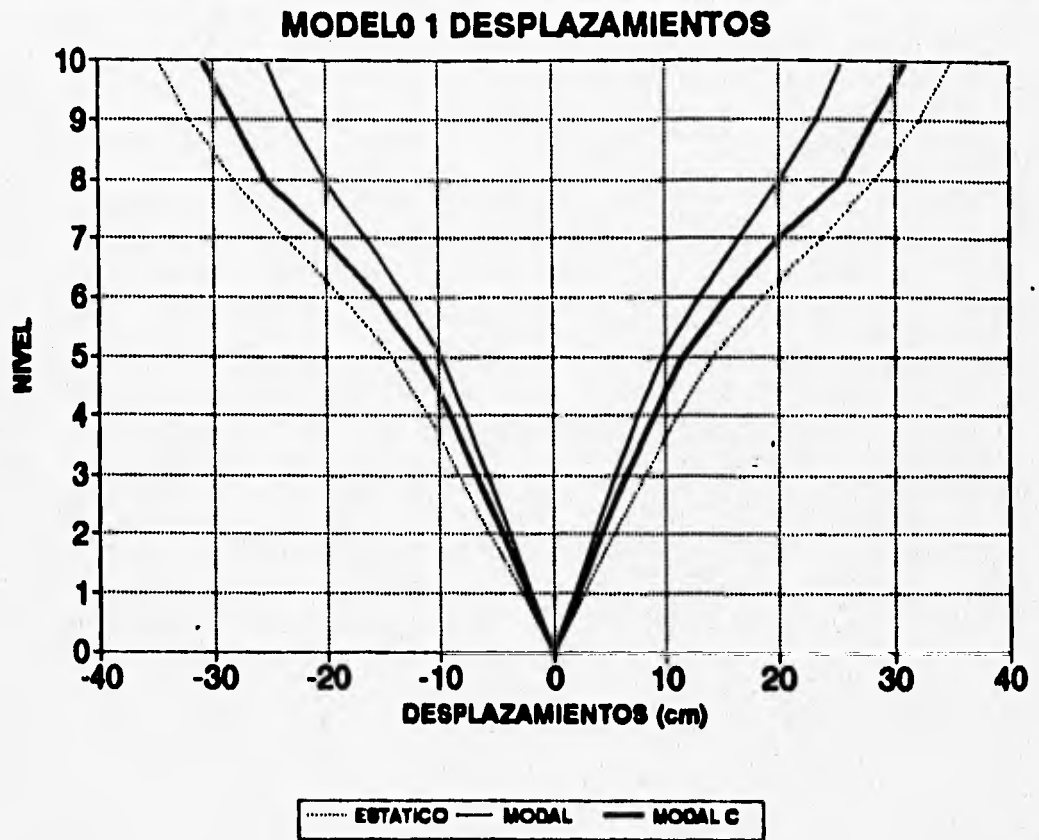


FIG 4.6 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS, MODELO 1

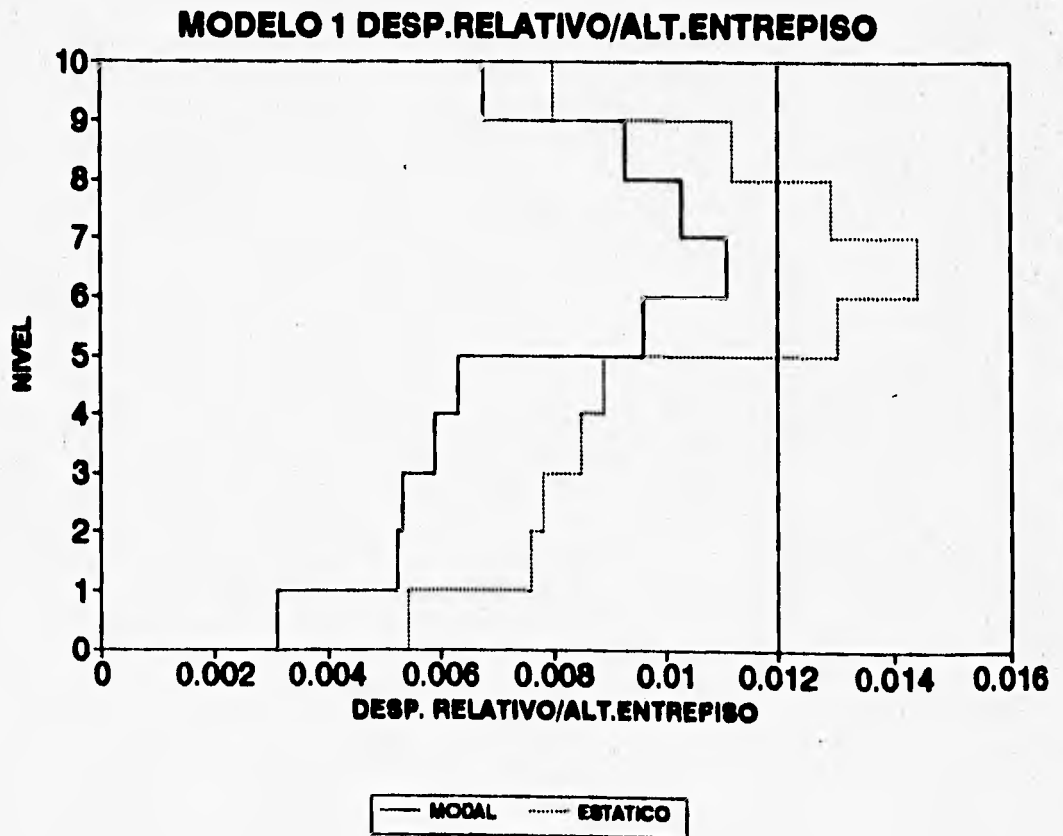


FIG 4.7 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 1

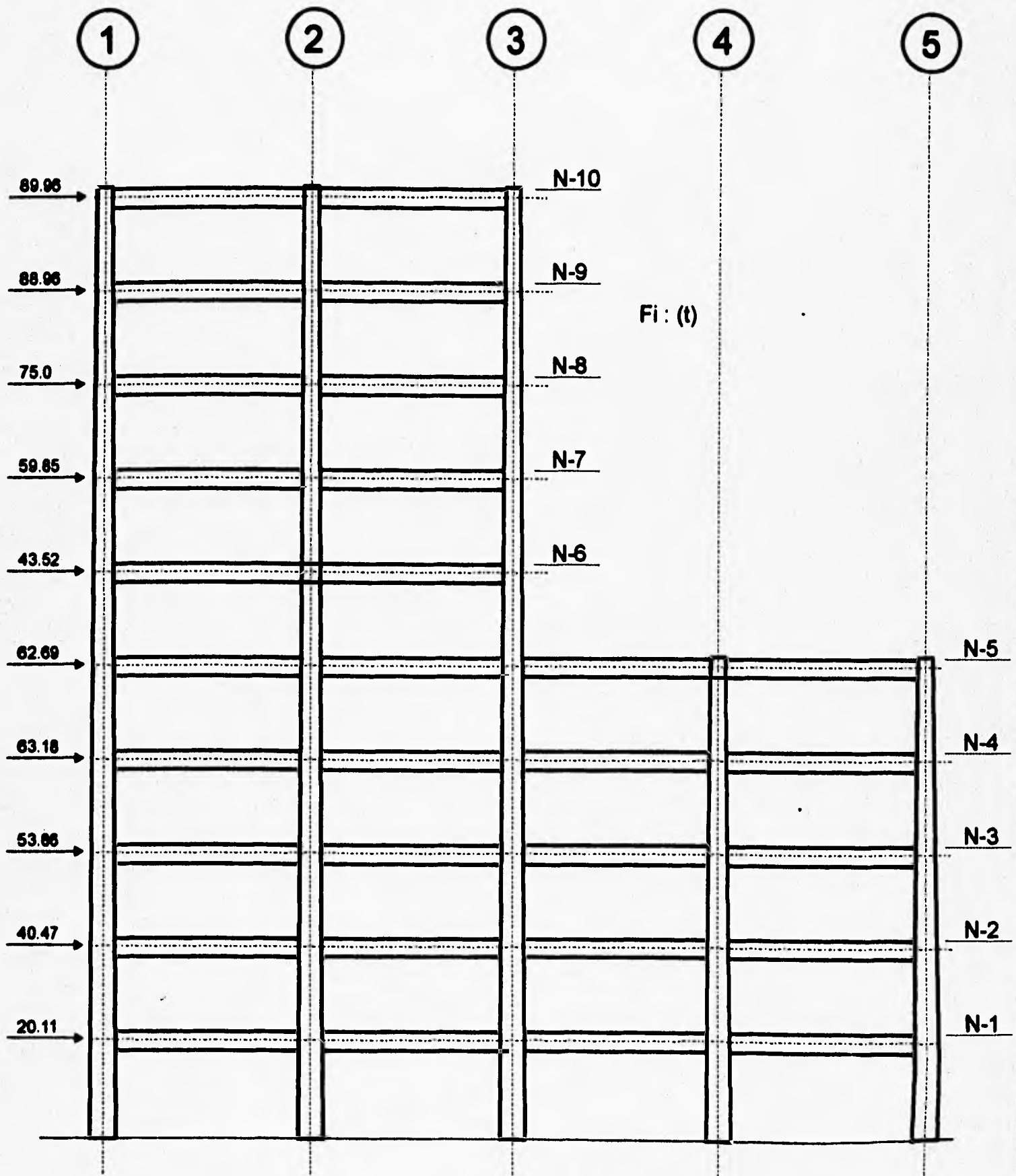
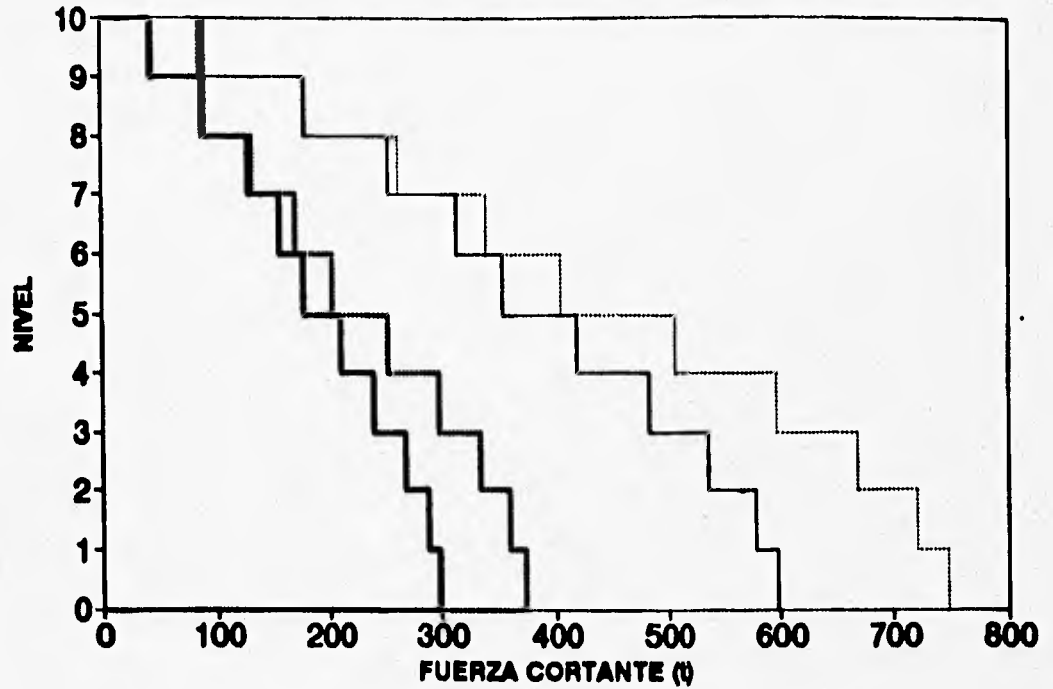


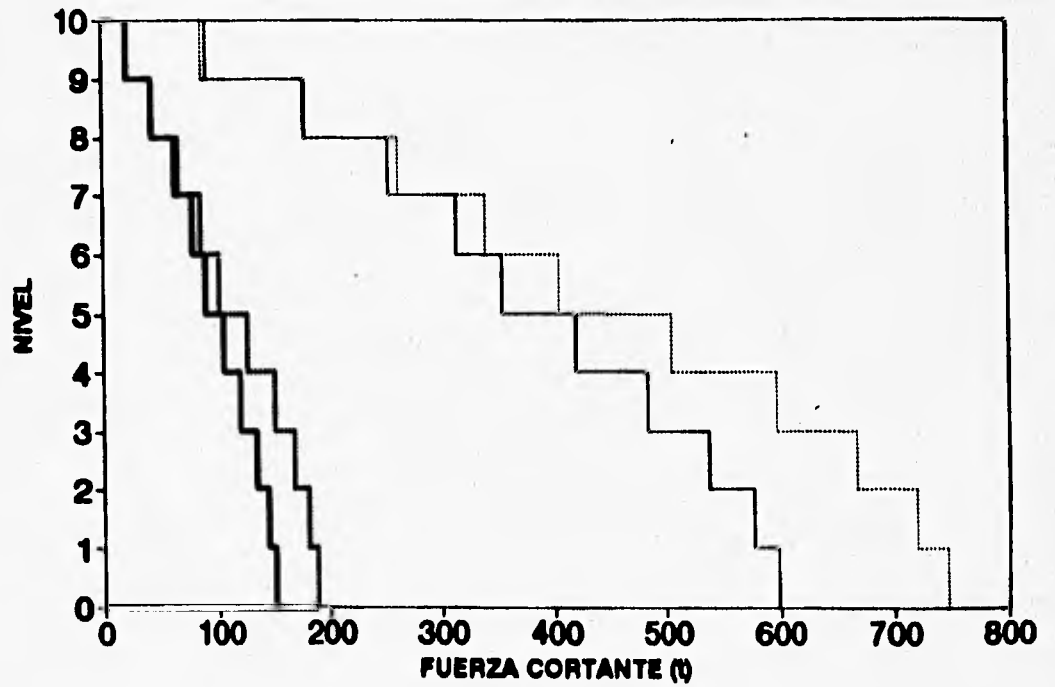
FIG 4.8 FUERZAS SISMICAS PARA ANALISIS, MODELO 1, $Q = 1.0$

MODELO 1...CORTANTES DE ENTREPISO



..... ESTATICO Q=1 ESTATICO Q=2 — MODAL C. Q=1 — MODAL C. Q=2

MODELO 1...CORTANTES DE ENTREPISO



..... ESTATICO Q=1 ESTATICO Q=4 — MODAL C. Q=1 — MODAL C. Q=4

FIG. 4.2. CORTANTES DE ENTREPISO. MODELO 1

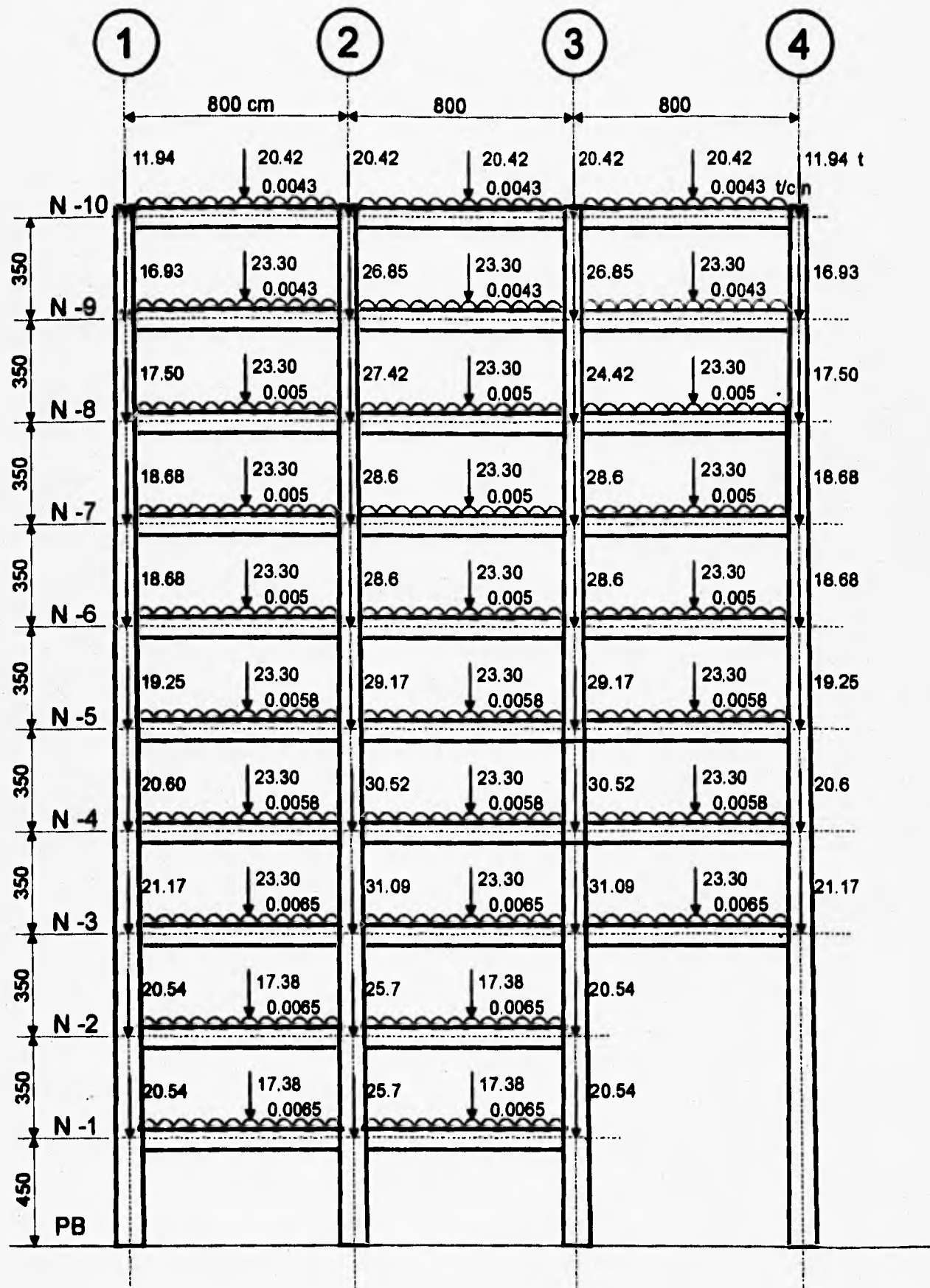


FIG 4.10 CARGAS GRAVITACIONALES, MODELO 2

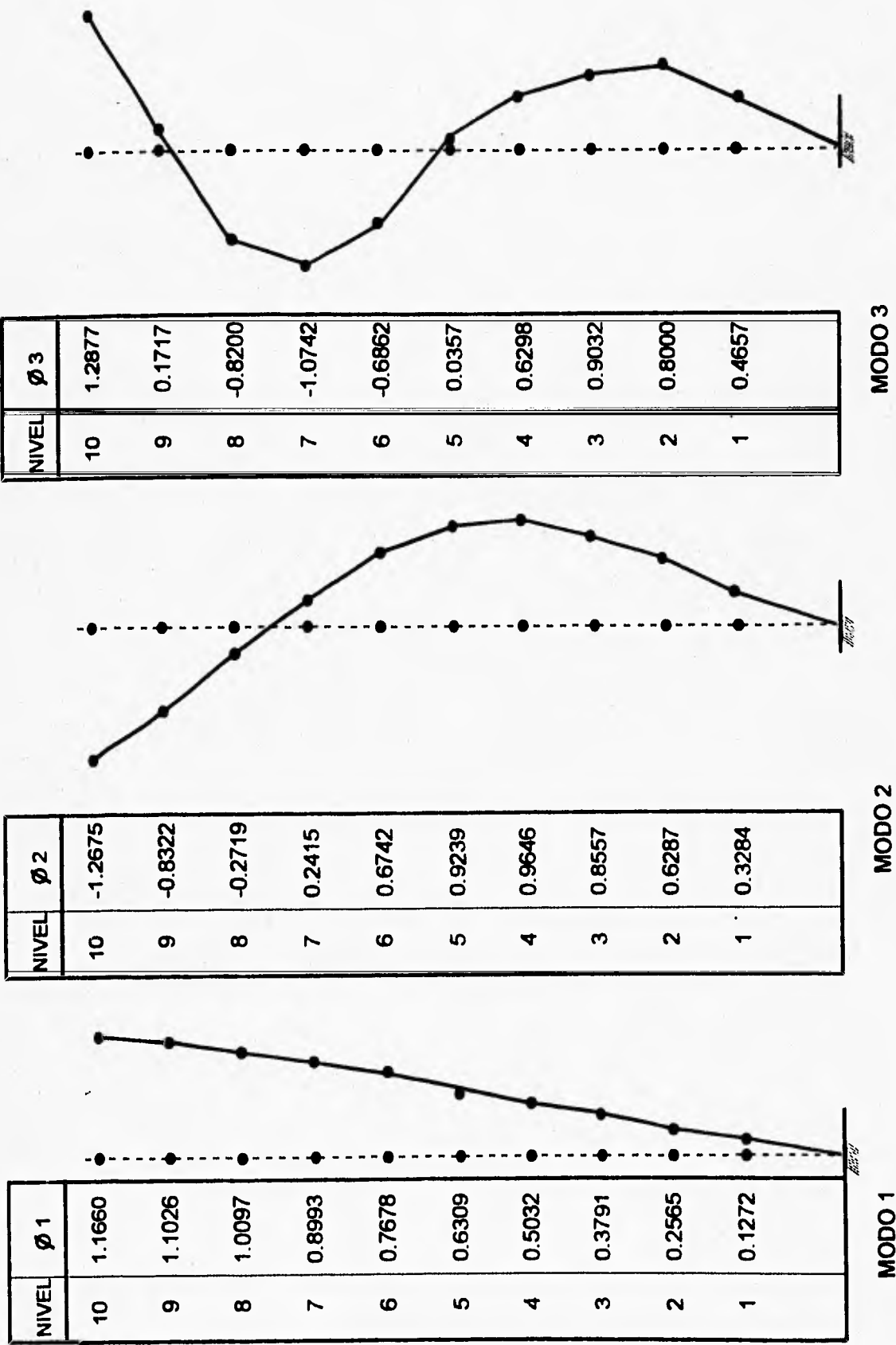


FIG 4.11 CONFIGURACIONES MODALES, MODELO 2

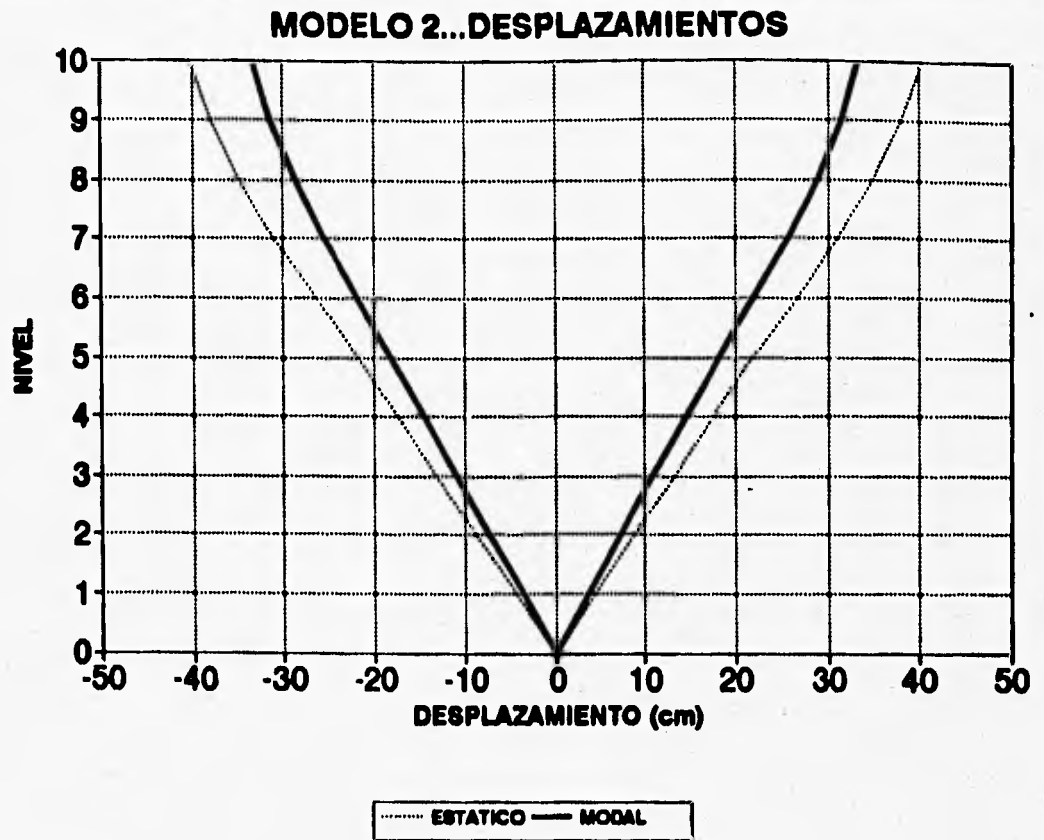


FIG 4.12 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS, MODELO 2

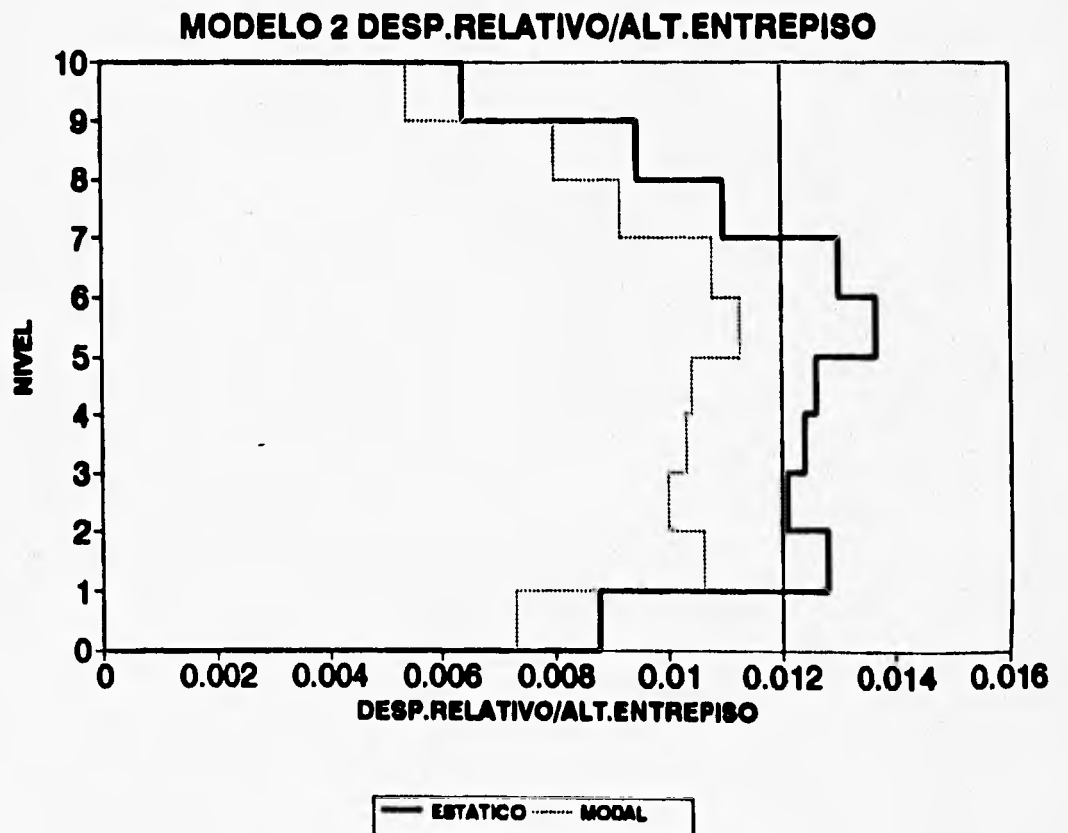


FIG 4.13 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 2

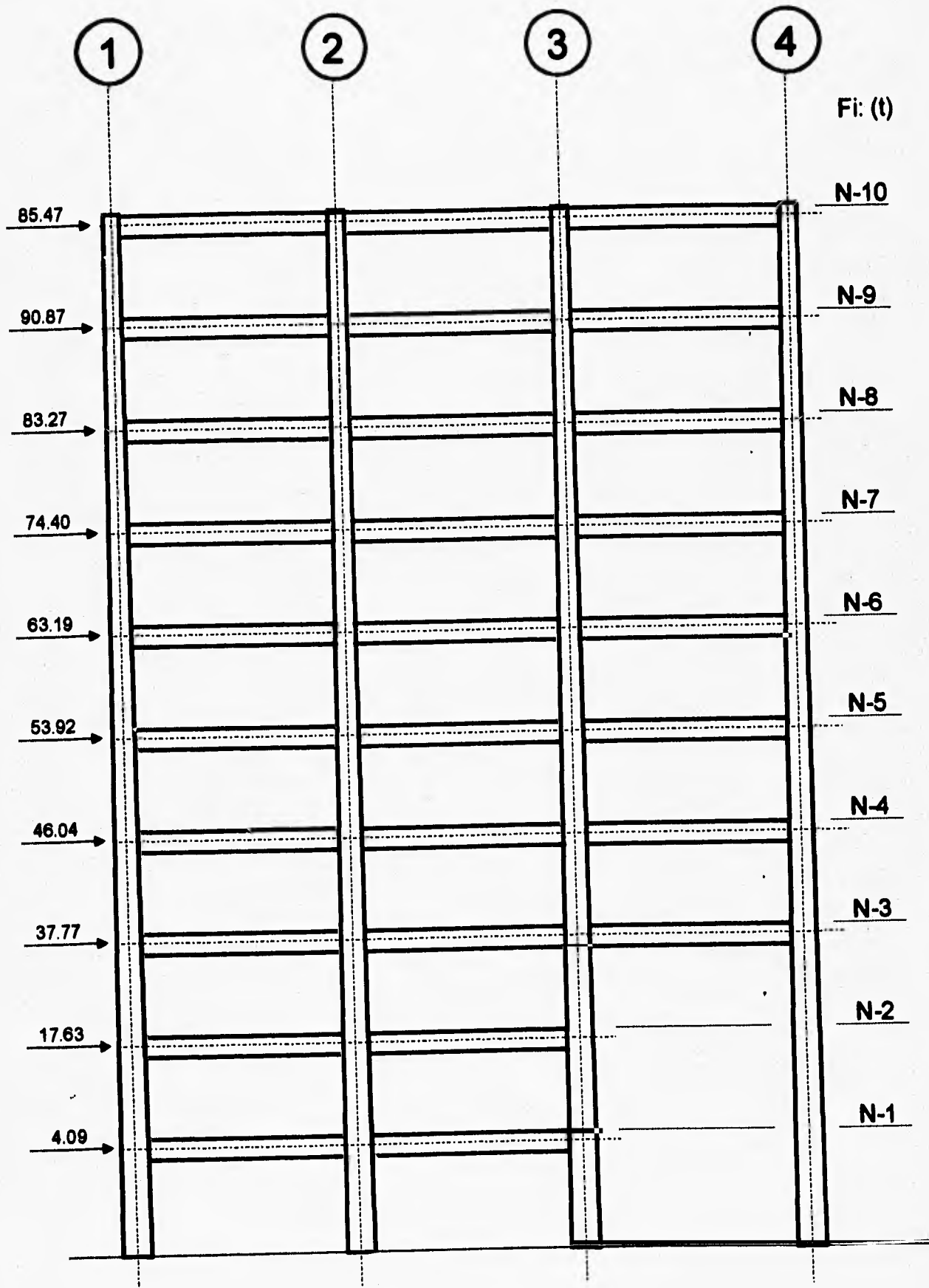
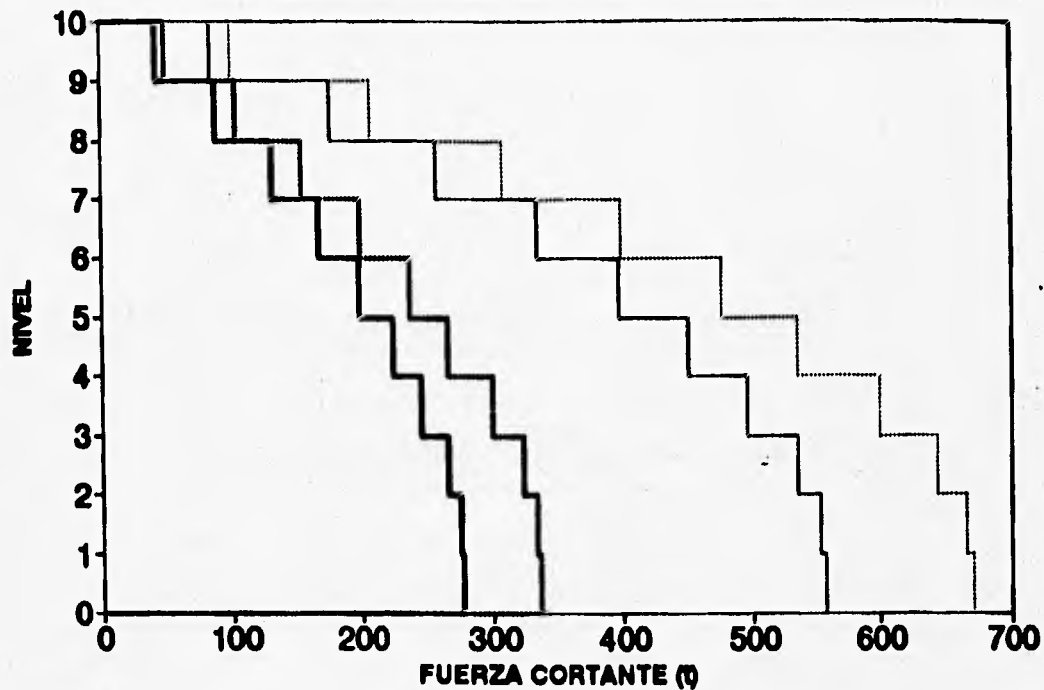


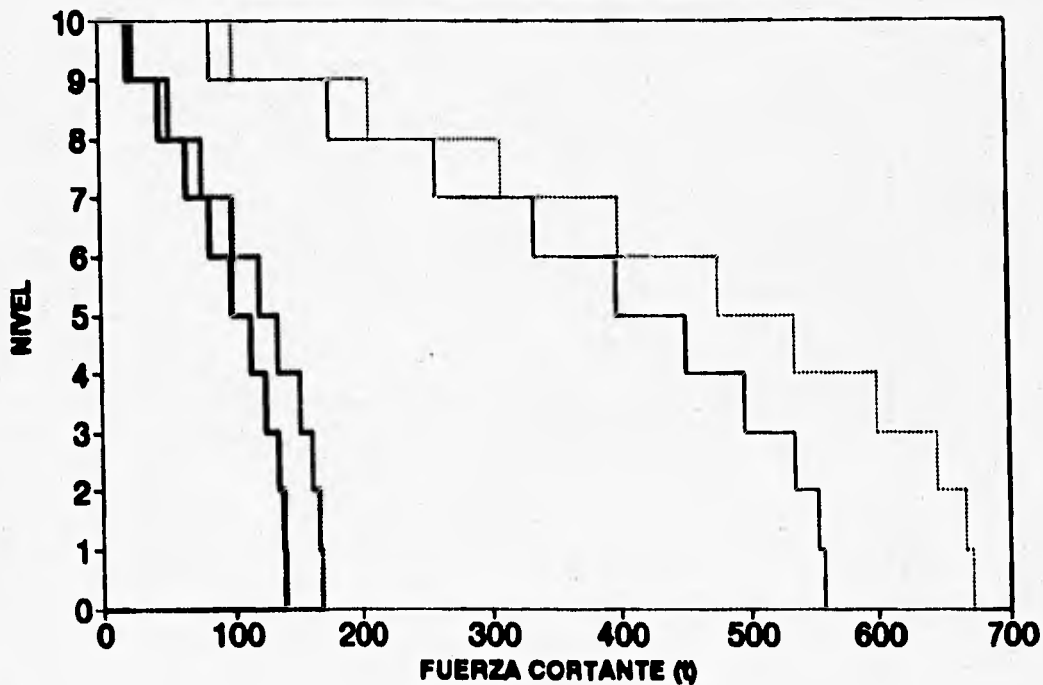
FIG 4.14 FUERZAS SISMICAS PARA ANALISIS, MODELO 1, Q = 1.0

MODELO 2...CORTANTES DE ENTREPISO



----- ESTATICO Q=1 - - - - - ESTATICO Q=2 ——— MODAL Q=1 ——— MODAL Q=2

MODELO 2...CORTANTES DE ENTREPISO



----- ESTATICO Q=1 - - - - - ESTATICO Q=4 ——— MODAL Q=1 ——— MODAL Q=4

FIG 4.15 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 2

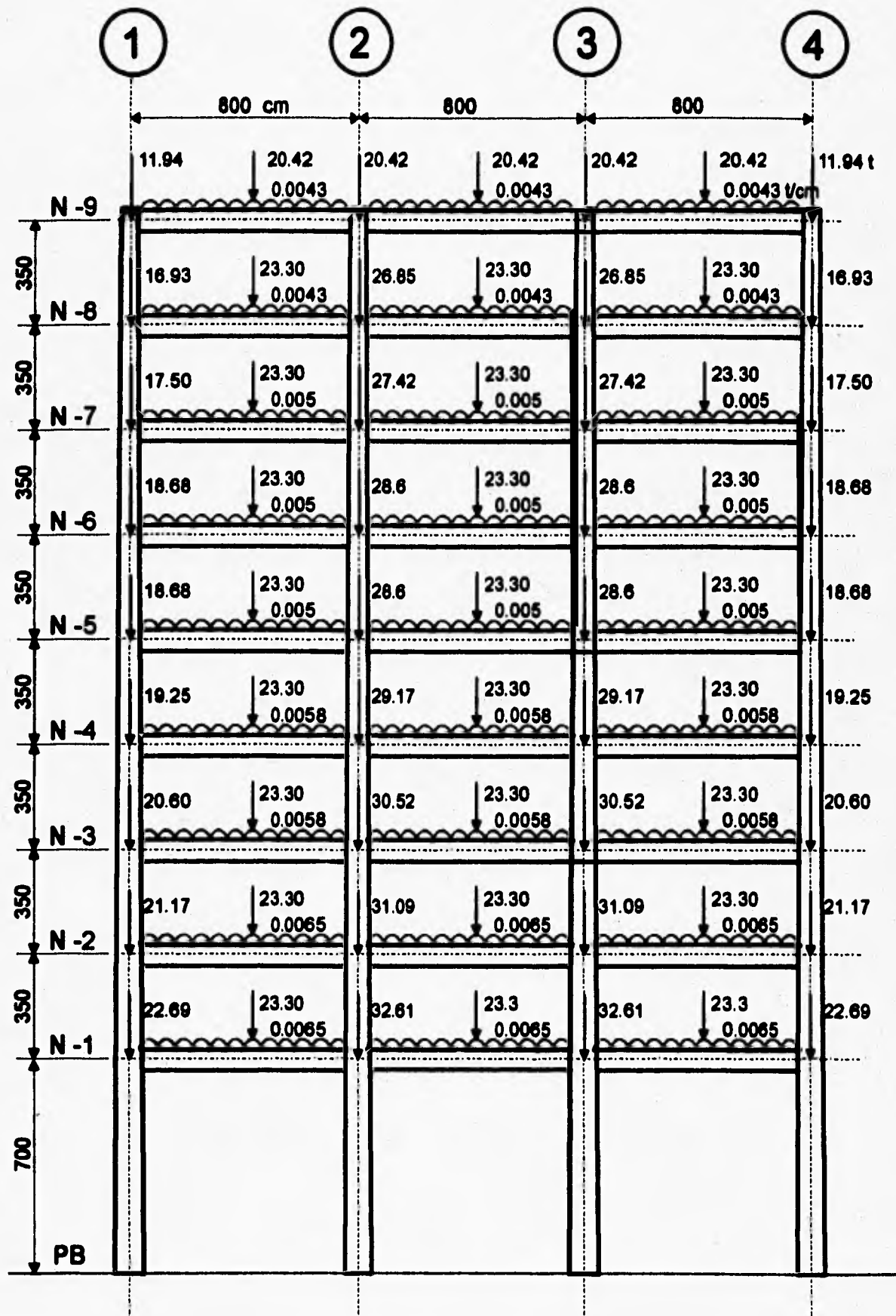
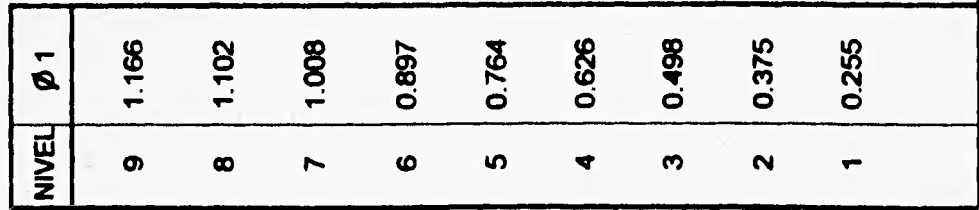
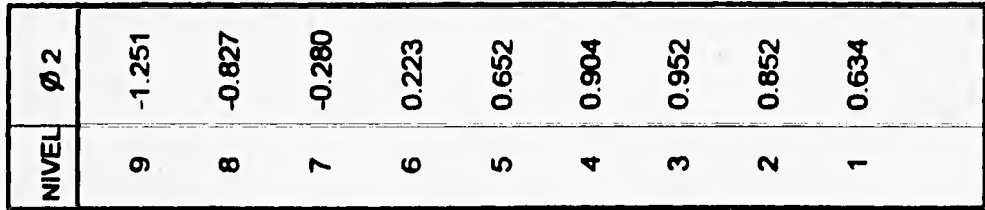


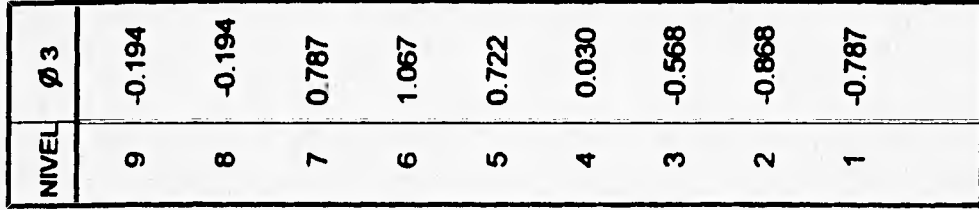
FIG 4.16 CARGAS GRAVITACIONALES, MODELO 3



MODO 1



MODO 2



MODO 3

FIG 4.17 CONFIGURACIONES MODALES, MODELO 3

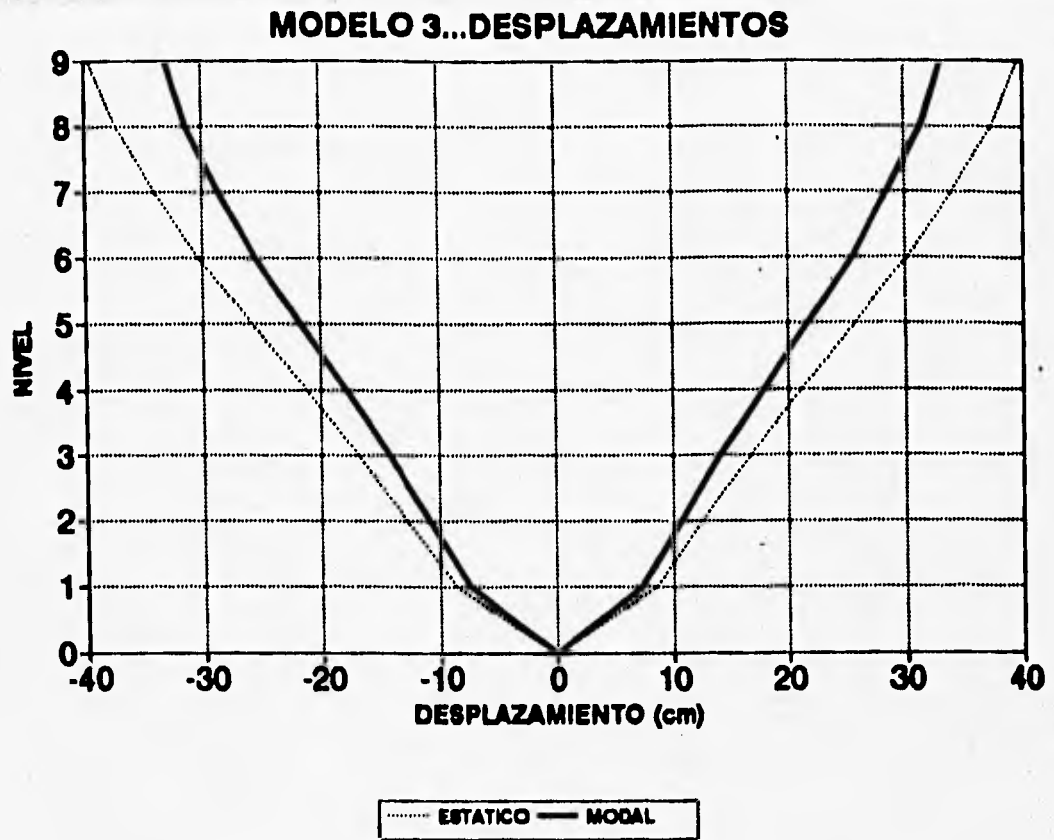


FIG 4.18 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS, MODELO 3

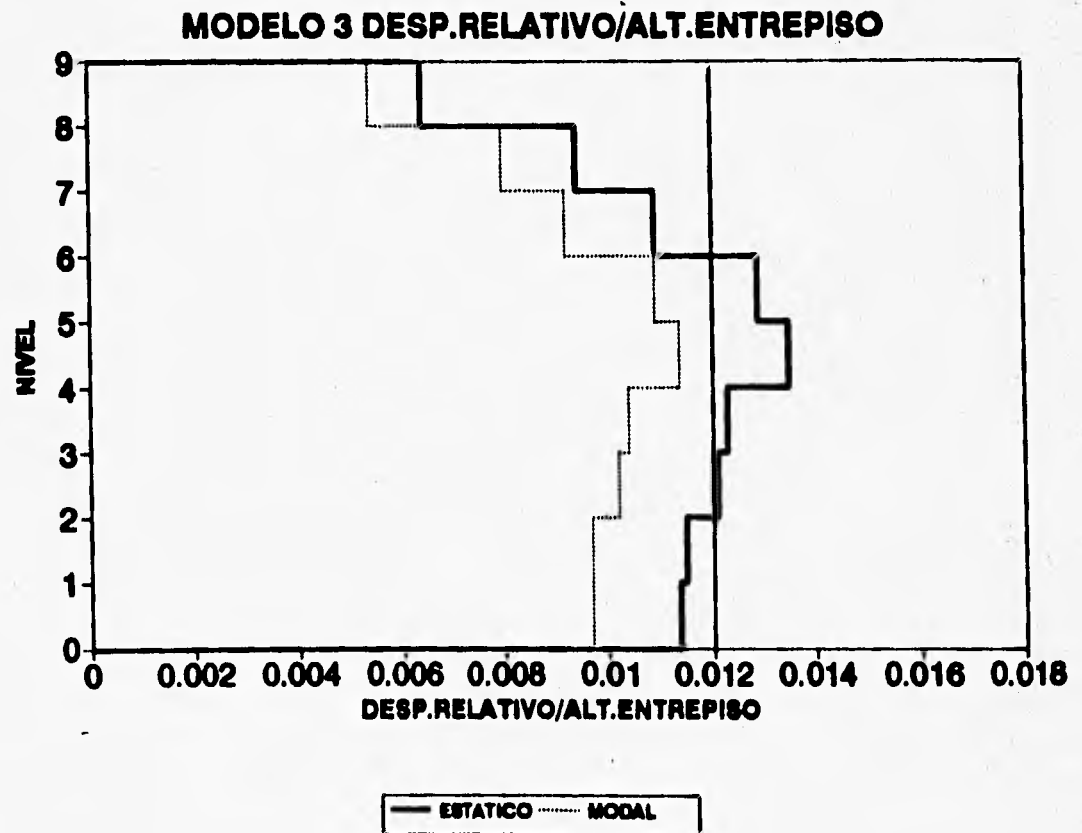


FIG 4.19 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 3

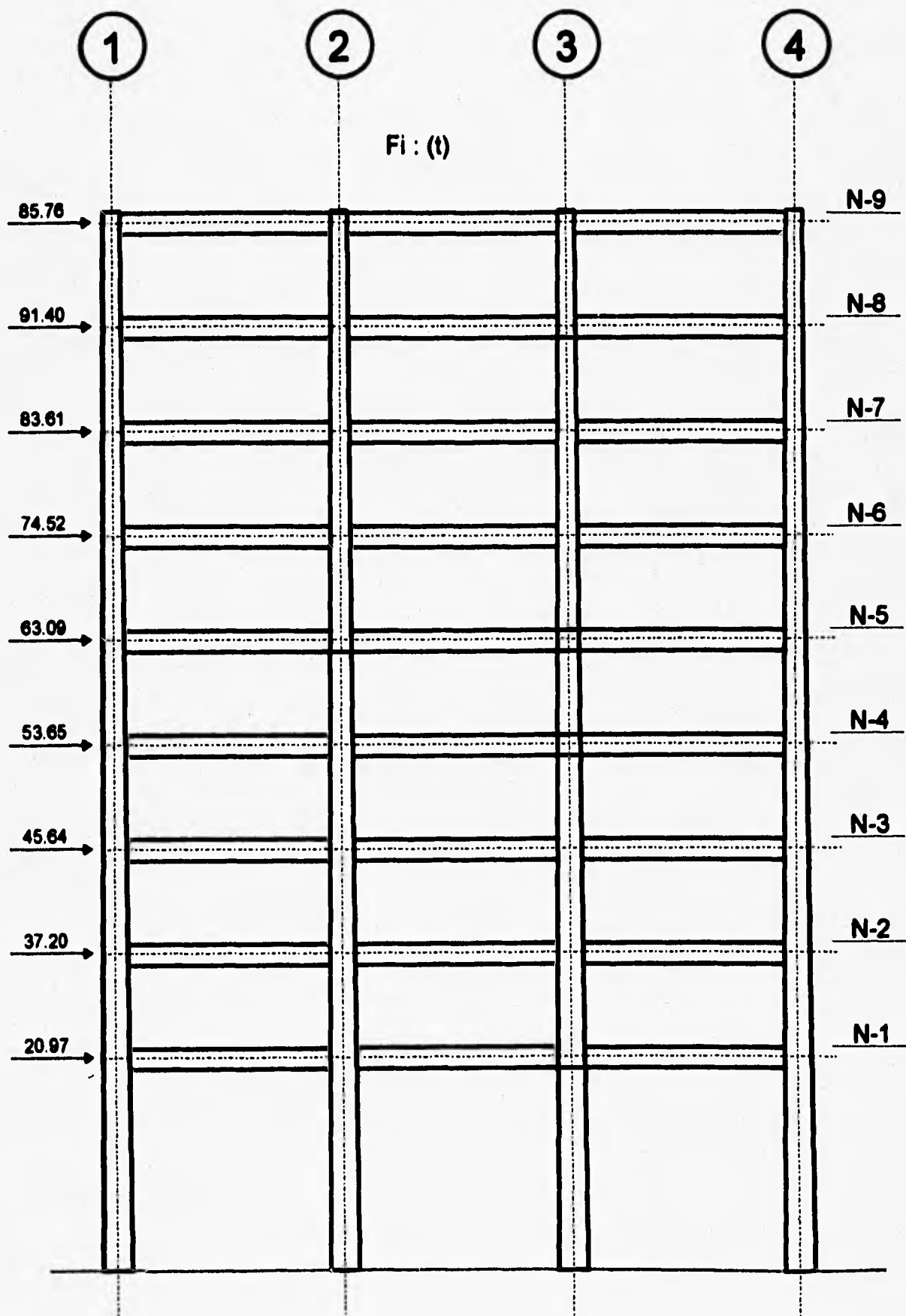
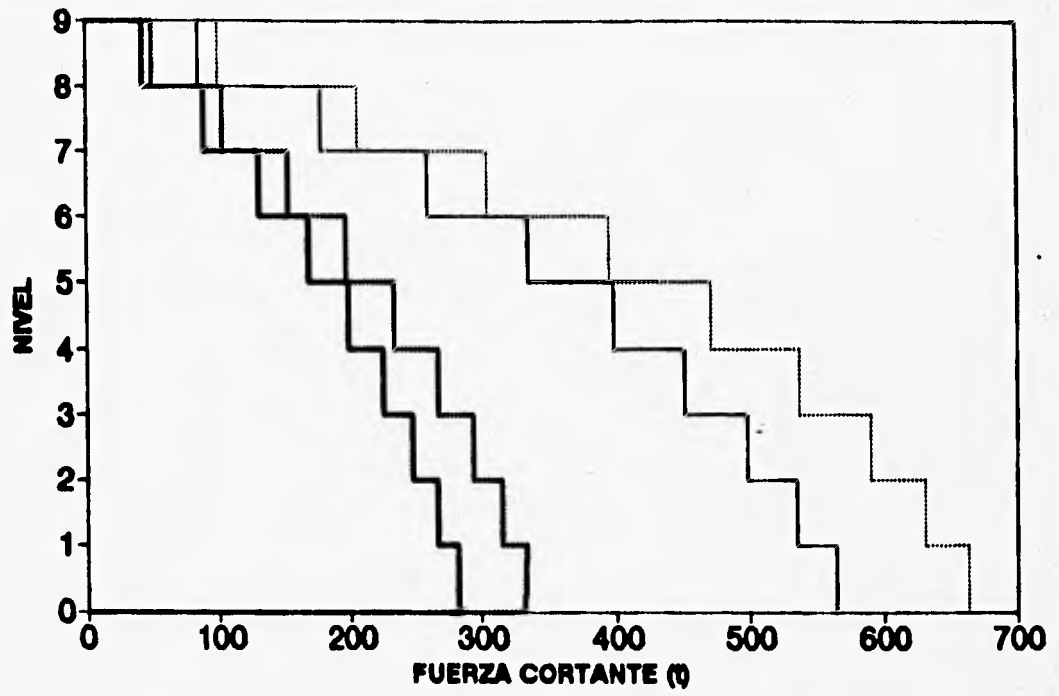


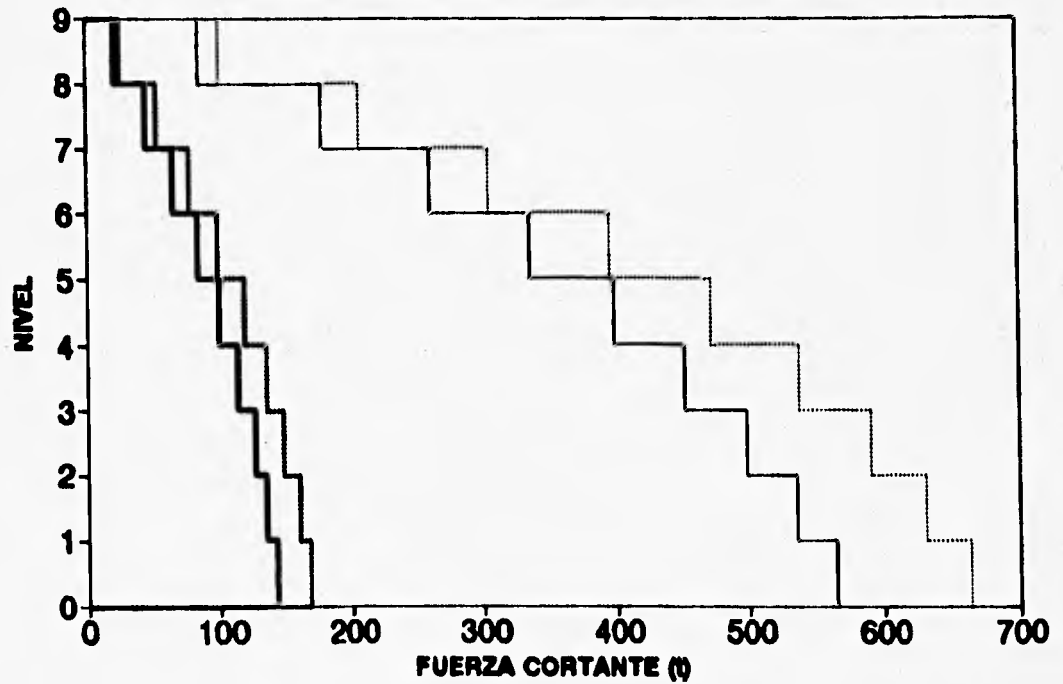
FIG 4.20 FUERZAS SISMICAS PARA ANALISIS, MODELO 3, Q = 1.0

MODELO 3...CORTANTES DE ENTREPISO



ESTATICO Q=1 ESTATICO Q=2 MODAL Q=1 MODAL Q=2

MODELO 3...CORTANTES DE ENTREPISO



ESTATICO Q=1 ESTATICO Q=4 MODAL Q=1 MODAL Q=4

FIG 4.21 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 3

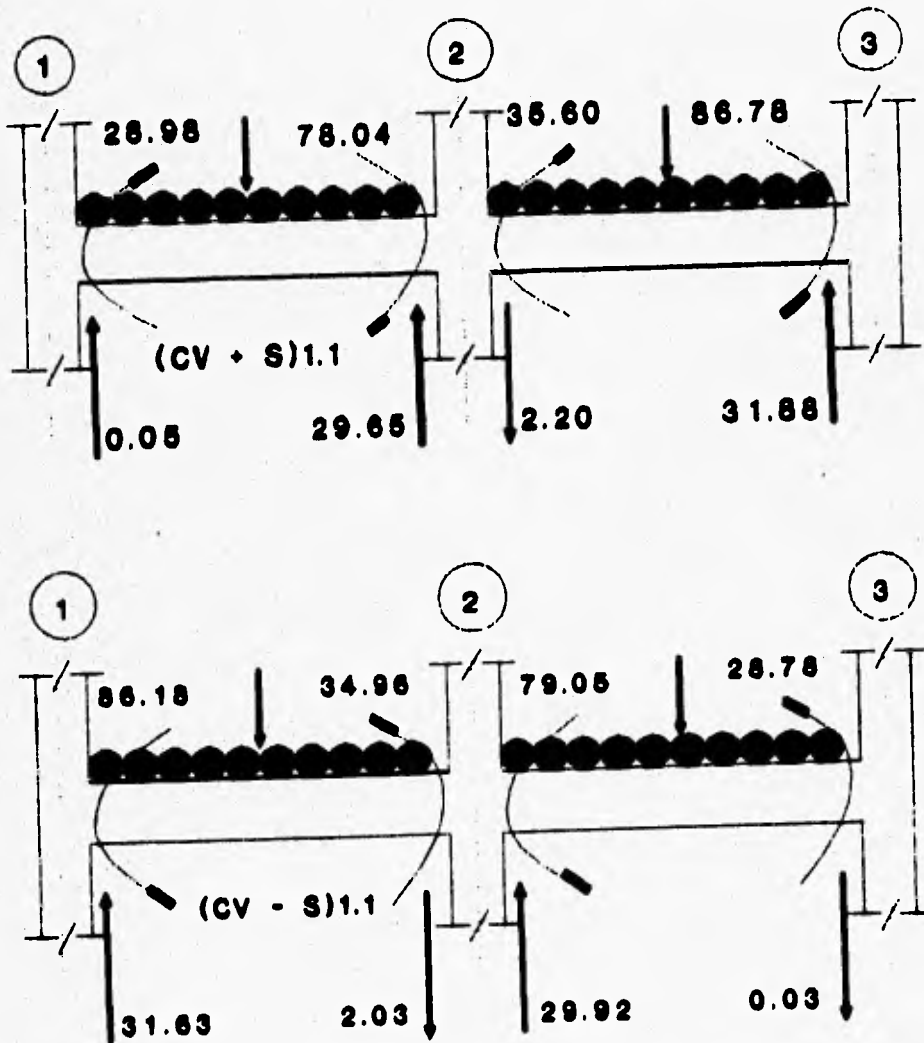


FIG 4.22 ELEMENTOS MECANICOS EN VIGA PARA EJEMPLO DE DISEÑO

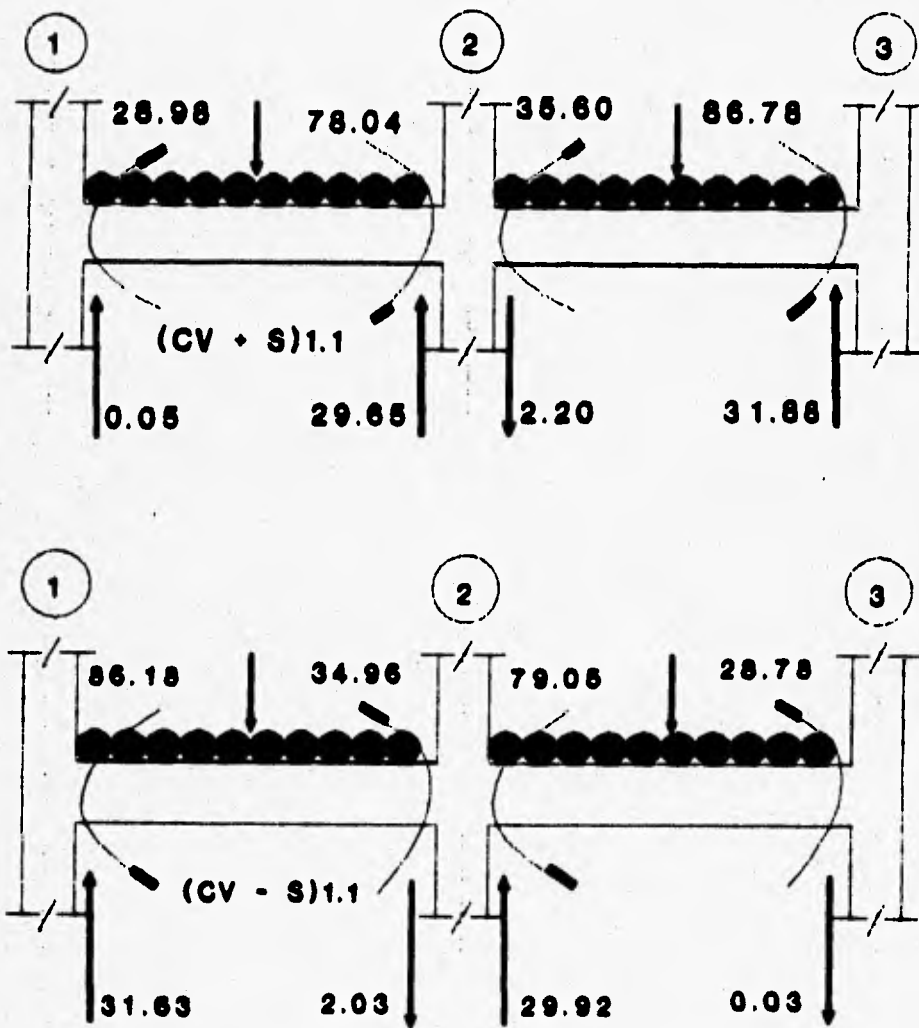


FIG 4.22 ELEMENTOS MECANICOS EN VIGA PARA EJEMPLO DE DISEÑO

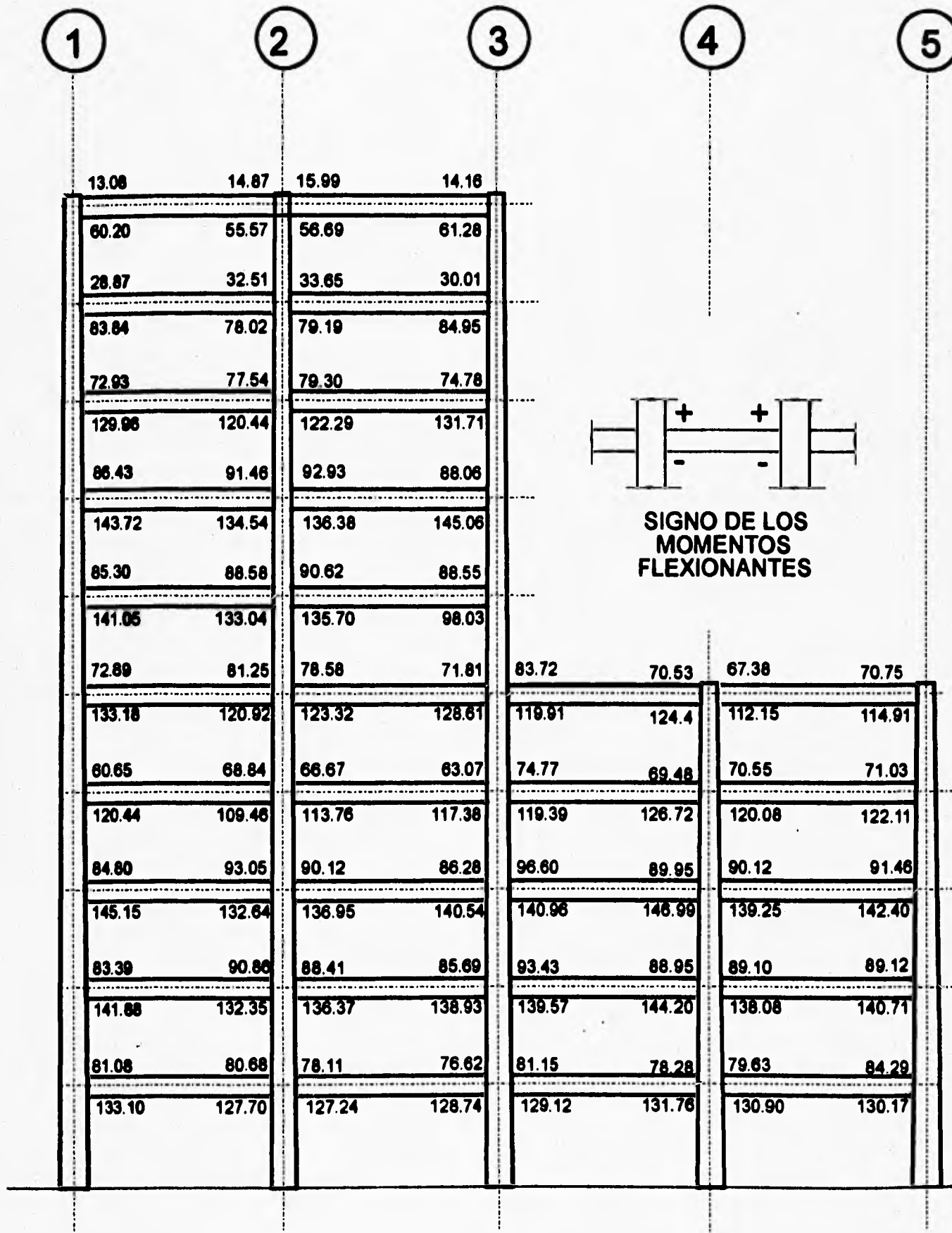


Fig 4.24 Momentos flexionantes Ultimos (t-m) en traves Primer Modelo, (Q = 2.0)

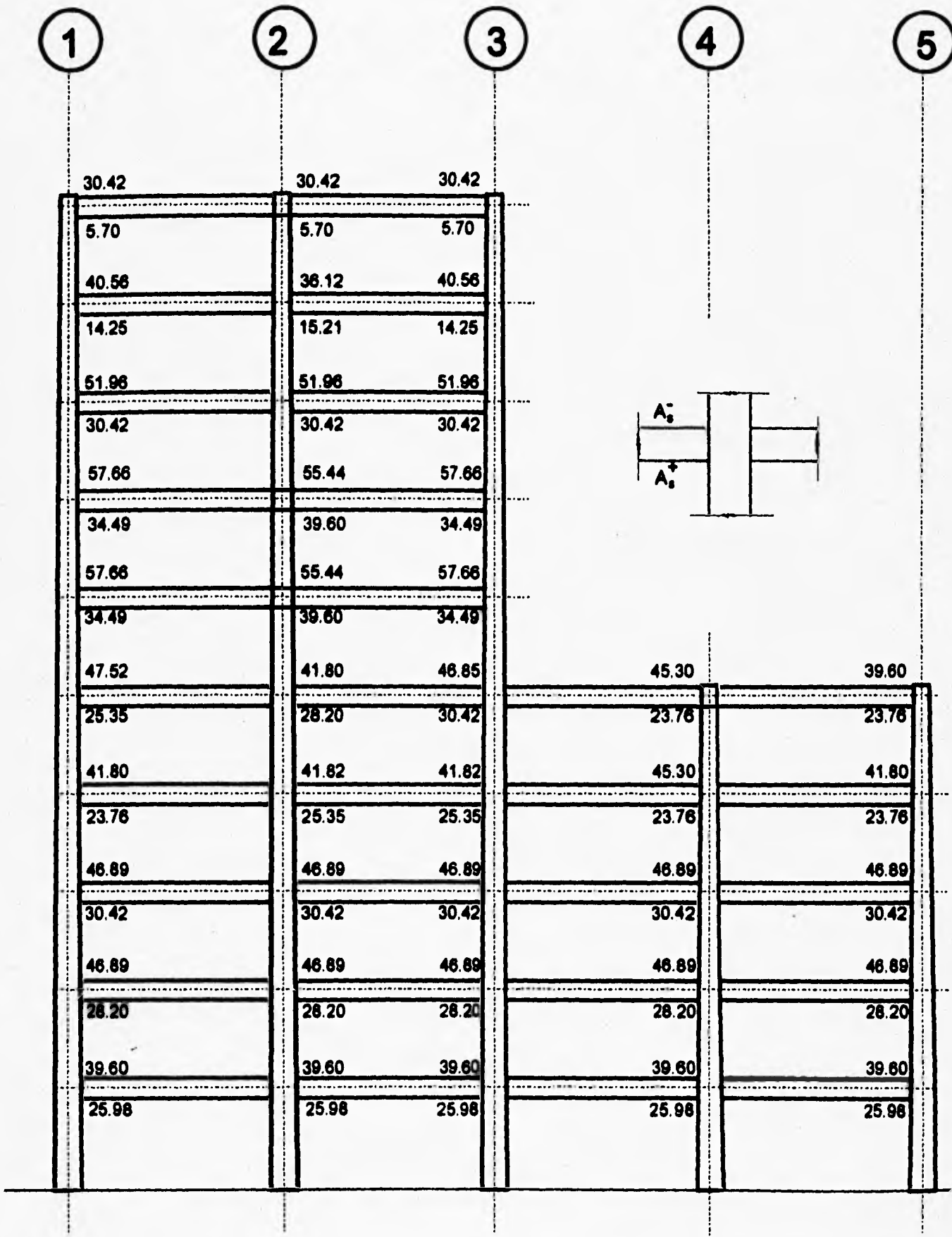


Fig 4.25 Areas Practicas de Acero Longitudinal (cm²) en Trabes, Primer Modelo Q=2.0

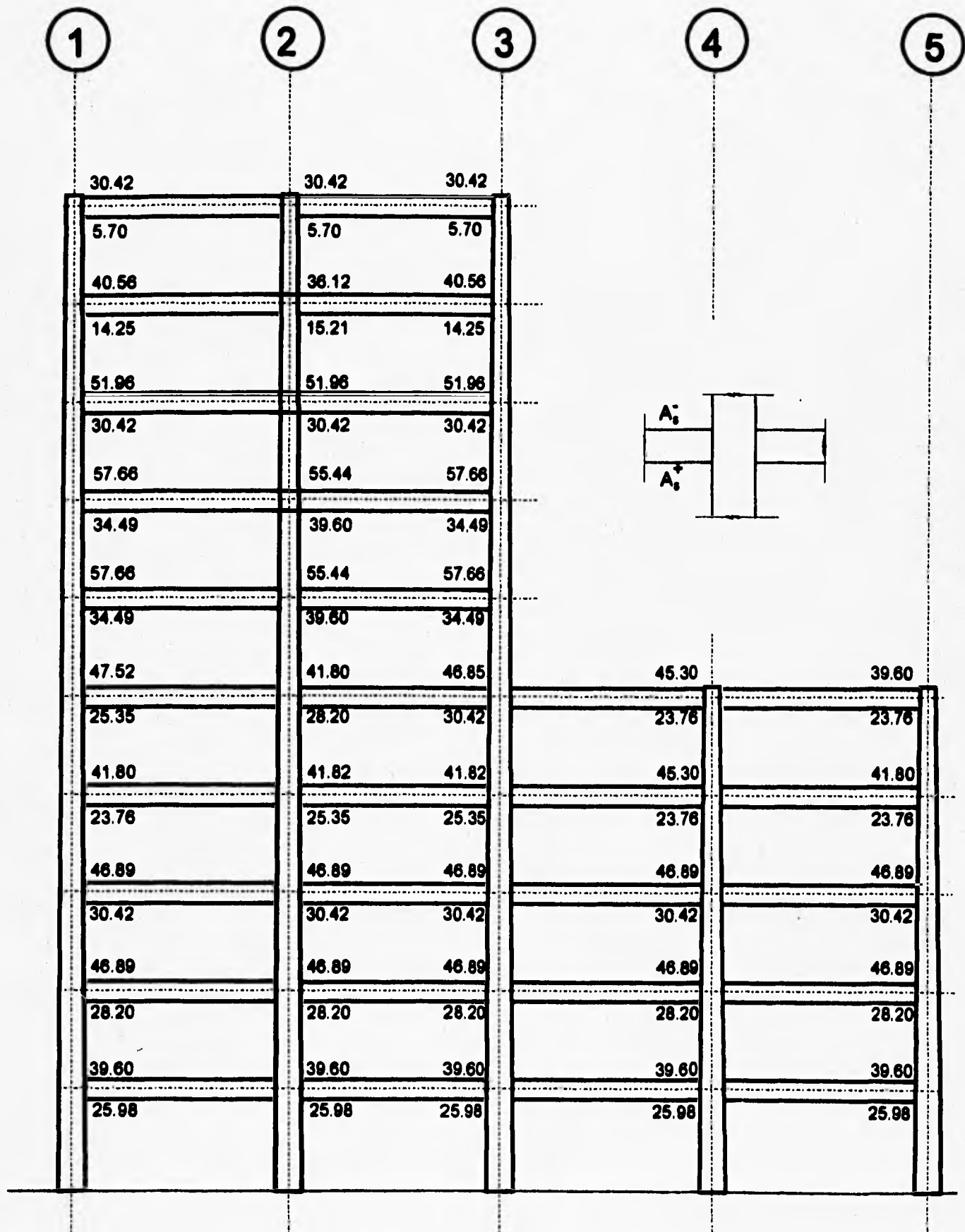


Fig 4.25 Areas Practicas de Acero Longitudinal (cm²) en Trabes, Primer Modelo Q=2.0

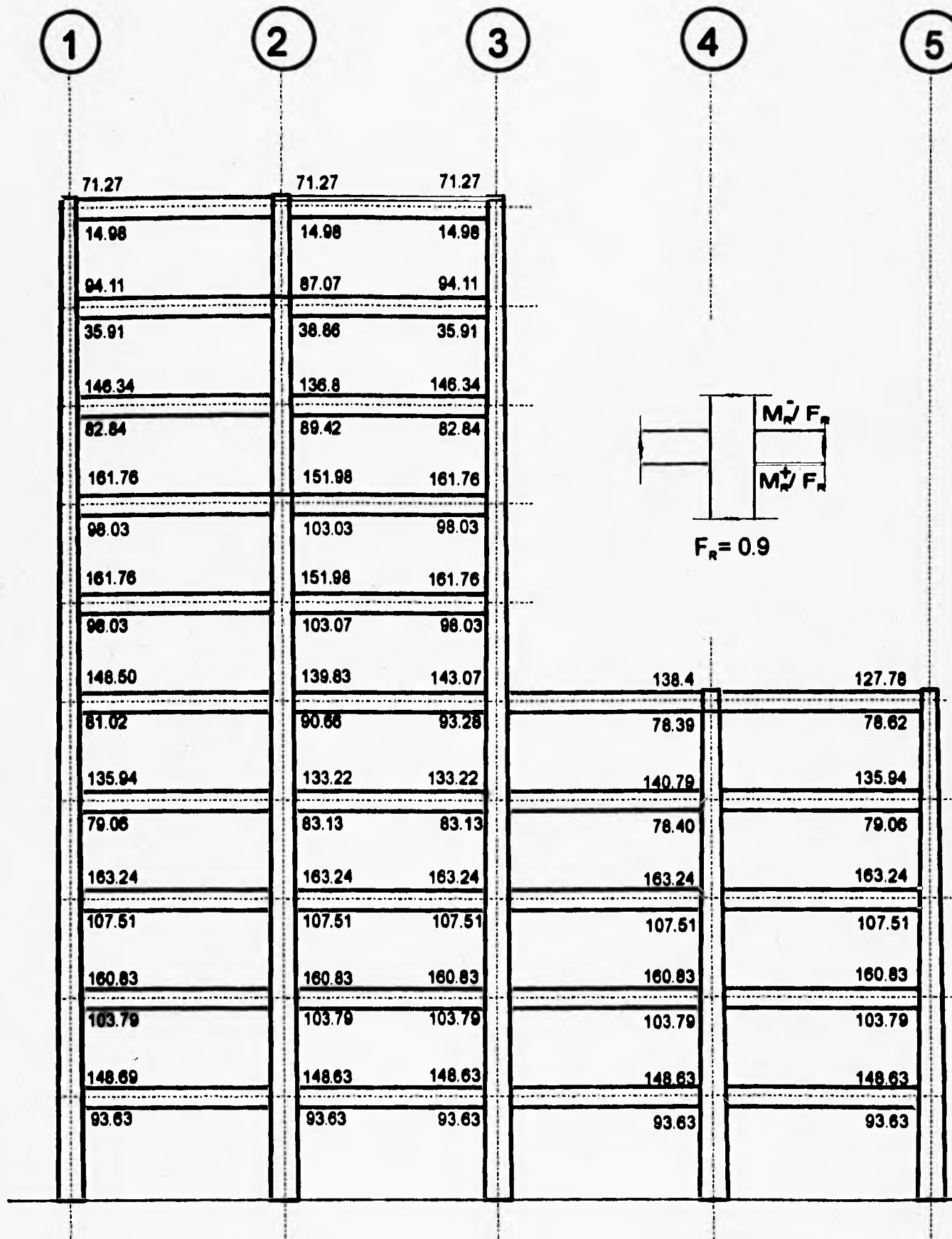
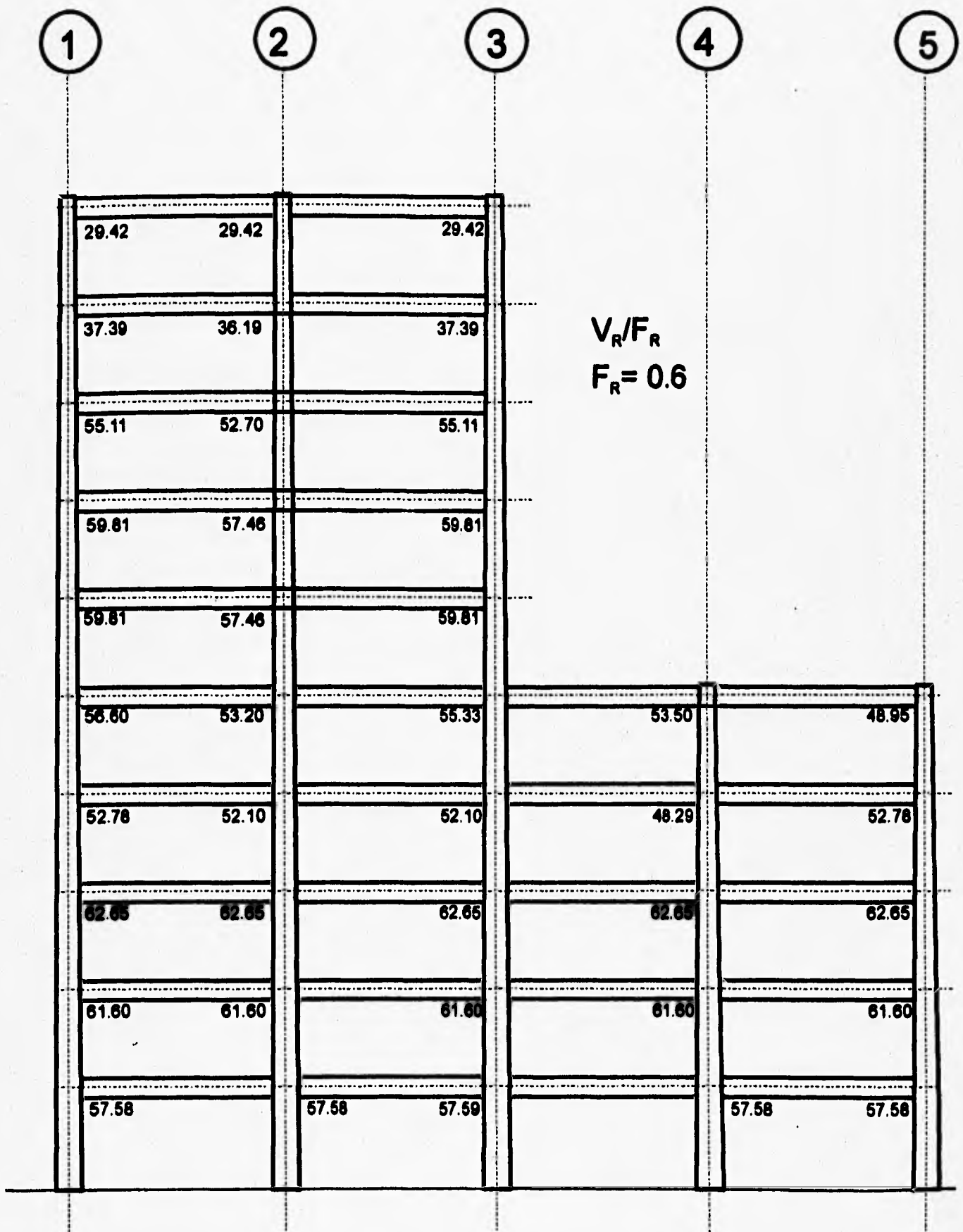


Fig 4.26 Momentos Resistentes Nominales (t-m) en Extremos de Trabes, Primer Modelo, Q= 2.0



**Fig 4.28 Cortantes Resistentes Nominales (t) en Zonas Criticas de Trabes
Primer Modelo Q=2.0**

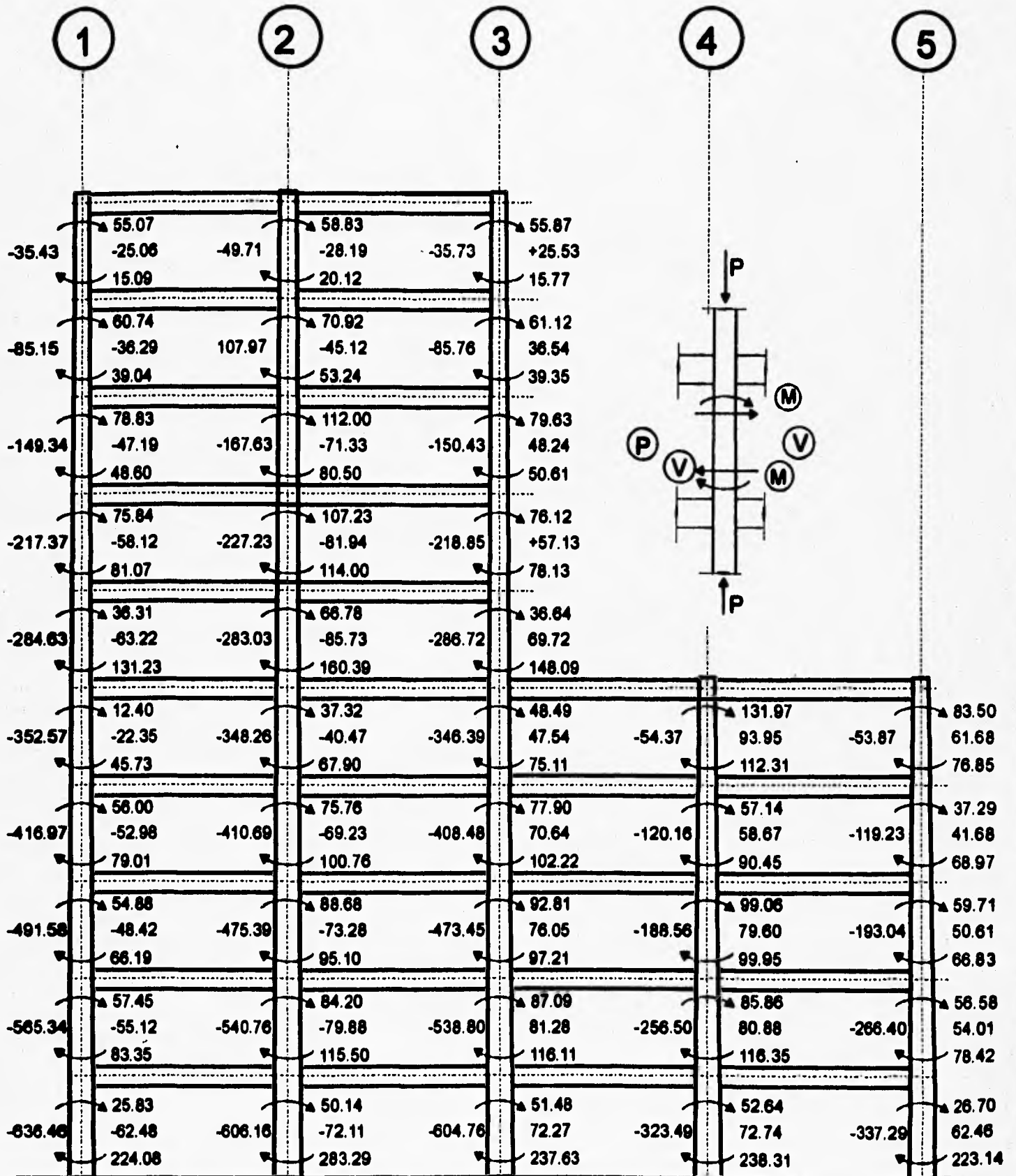


Fig 4.29 Elementos Mecanicos Ultimos en Columnas (t,t-m)
Primer Modelo Q=2.0

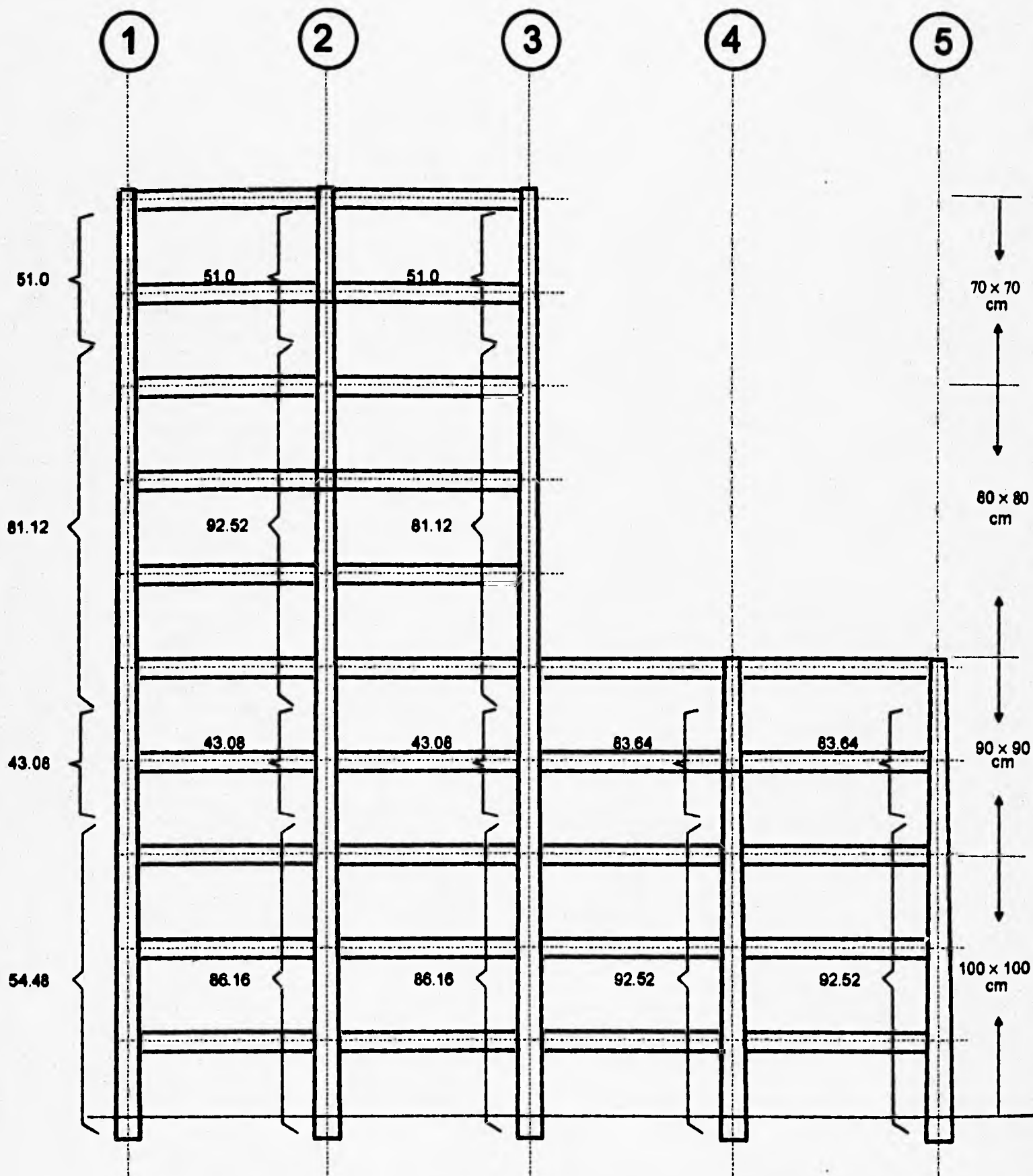


Fig 4.30 Areas Prácticas de Acero Longitudinal (cm²) en Columnas, Primer Modelo, Q = 2.0

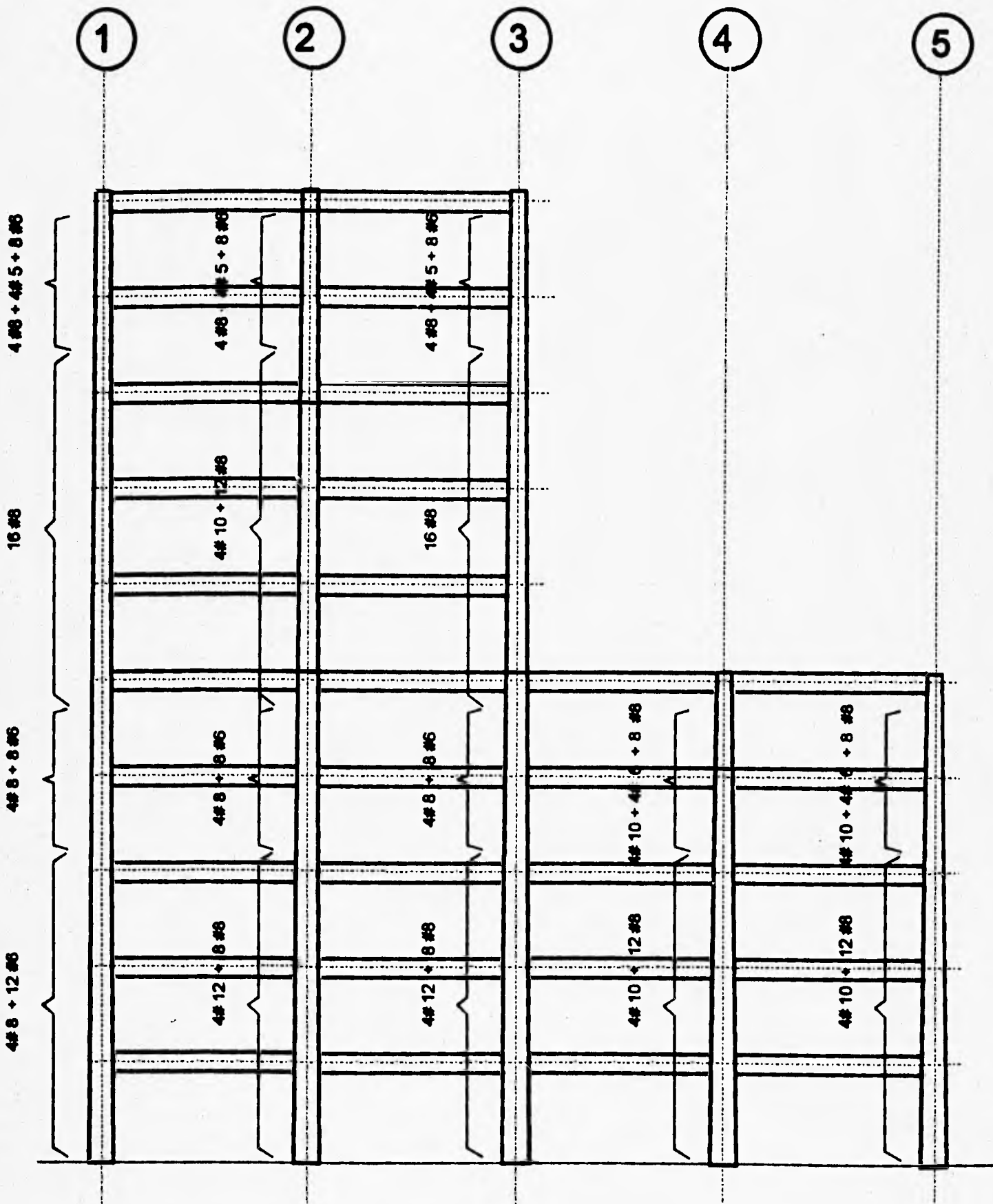


Fig 4.31 Distribución del Refuerzo Longitudinal en Columnas, Primer Modelo, Q = 2.0

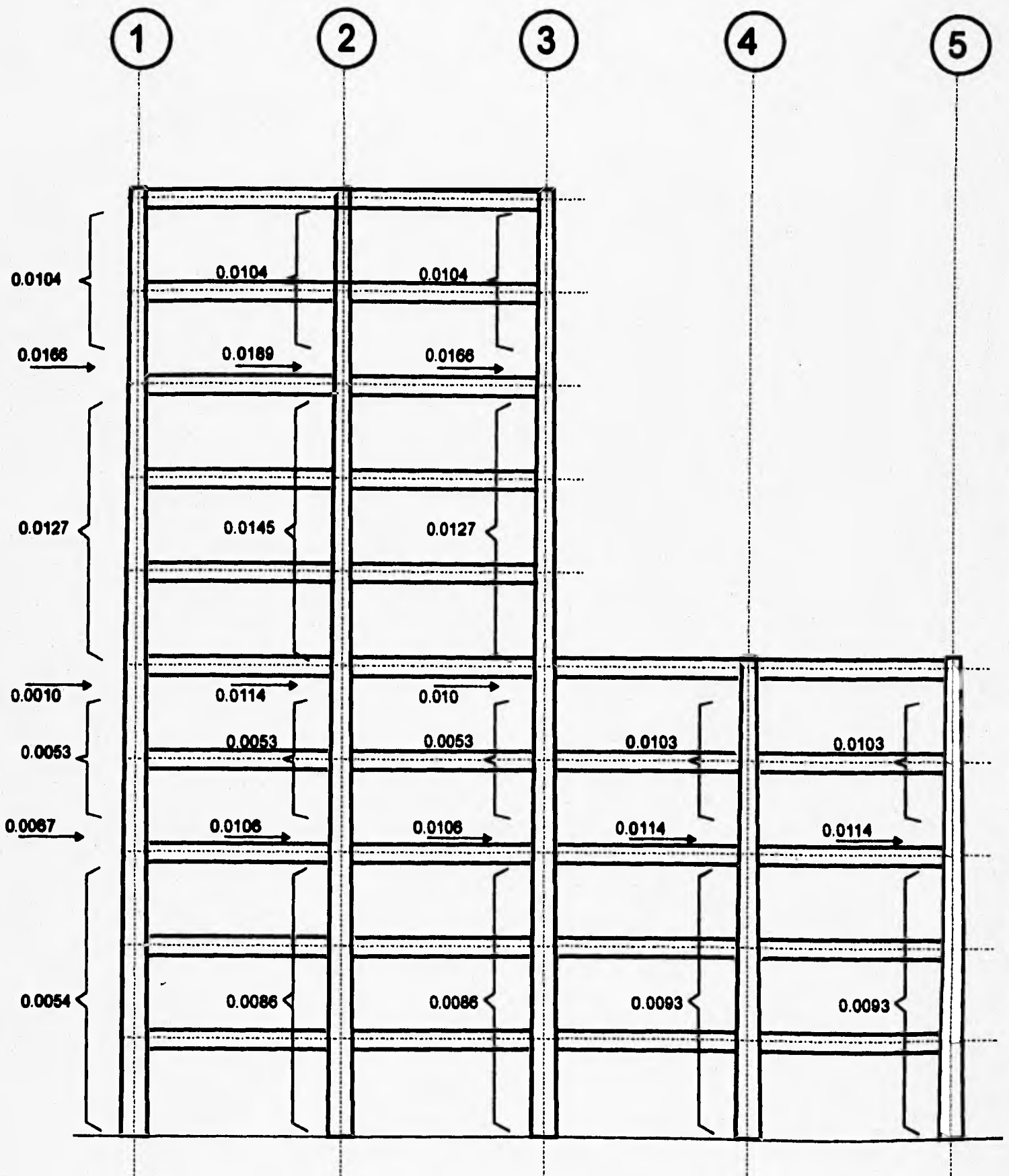


Fig 4.32 Porcentaje de Acero Longitudinal en Columnas, Primer Modelo, $Q = 2.0$

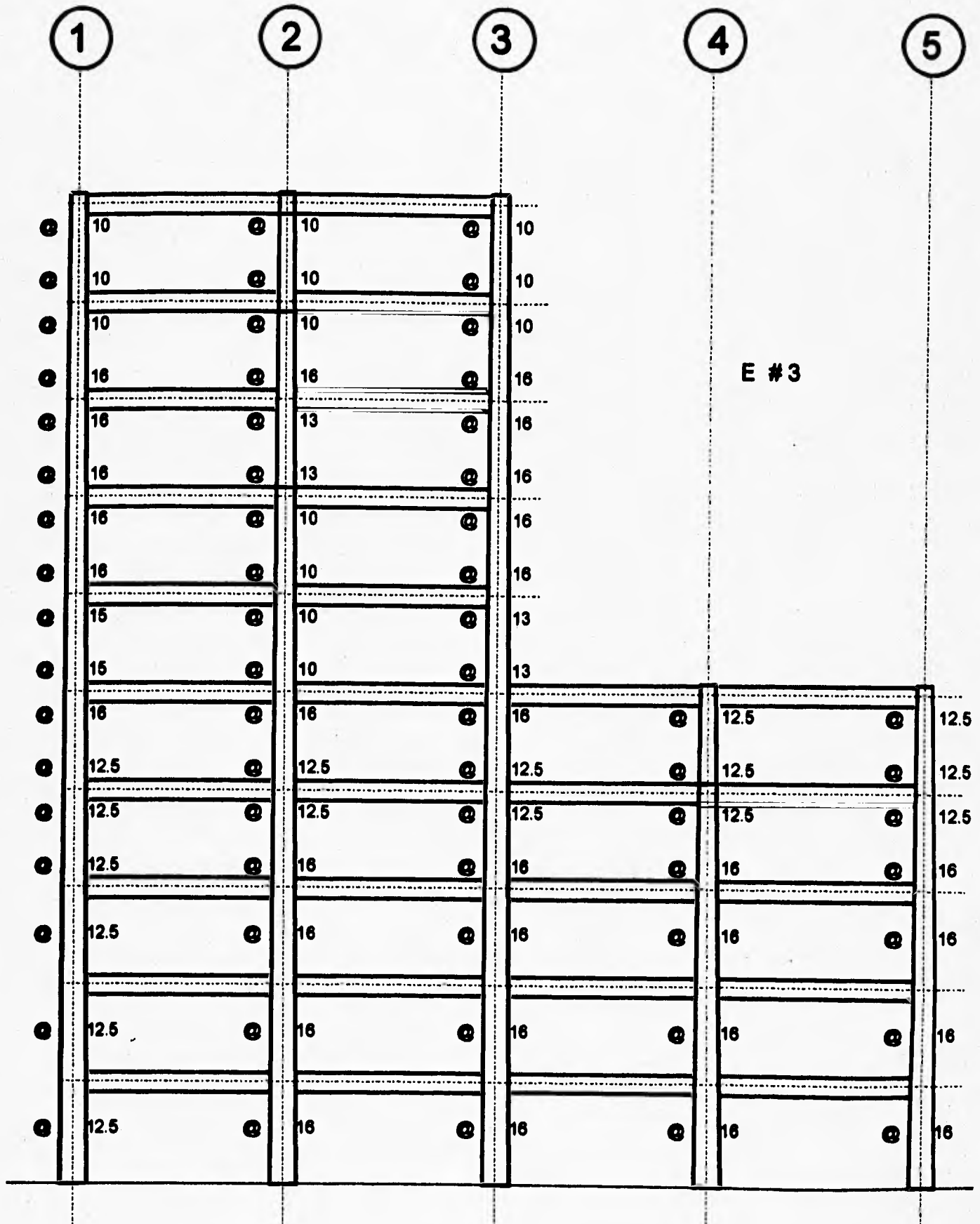


Fig 4.33 Distribución de Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Columnas, Primer Modelo, $Q = 2.0$

1		2		3		4		5	
99.74	99.74			99.74					
99.74	99.74			99.74					
73.68	75.56			73.68					
76.74	90.70			76.74					
76.74	113.35			76.74					
79.92	113.35			89.09					
79.92	113.35			89.09					
103.38	104.58			103.38					
91.24	91.24			91.24		126.33			126.33
91.24	91.24			91.24		126.33			126.33
123.83	78.89			78.89		104.58			104.58
139.59	99.90			99.90		112.96			112.96
139.59	99.90			99.90		112.96			112.96
139.59	99.90			99.90		112.96			112.96

V_R / F_R
 $F_R = 06$

Fig 4.34 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Columnas (t), Primer Modelo, Q = 2.0

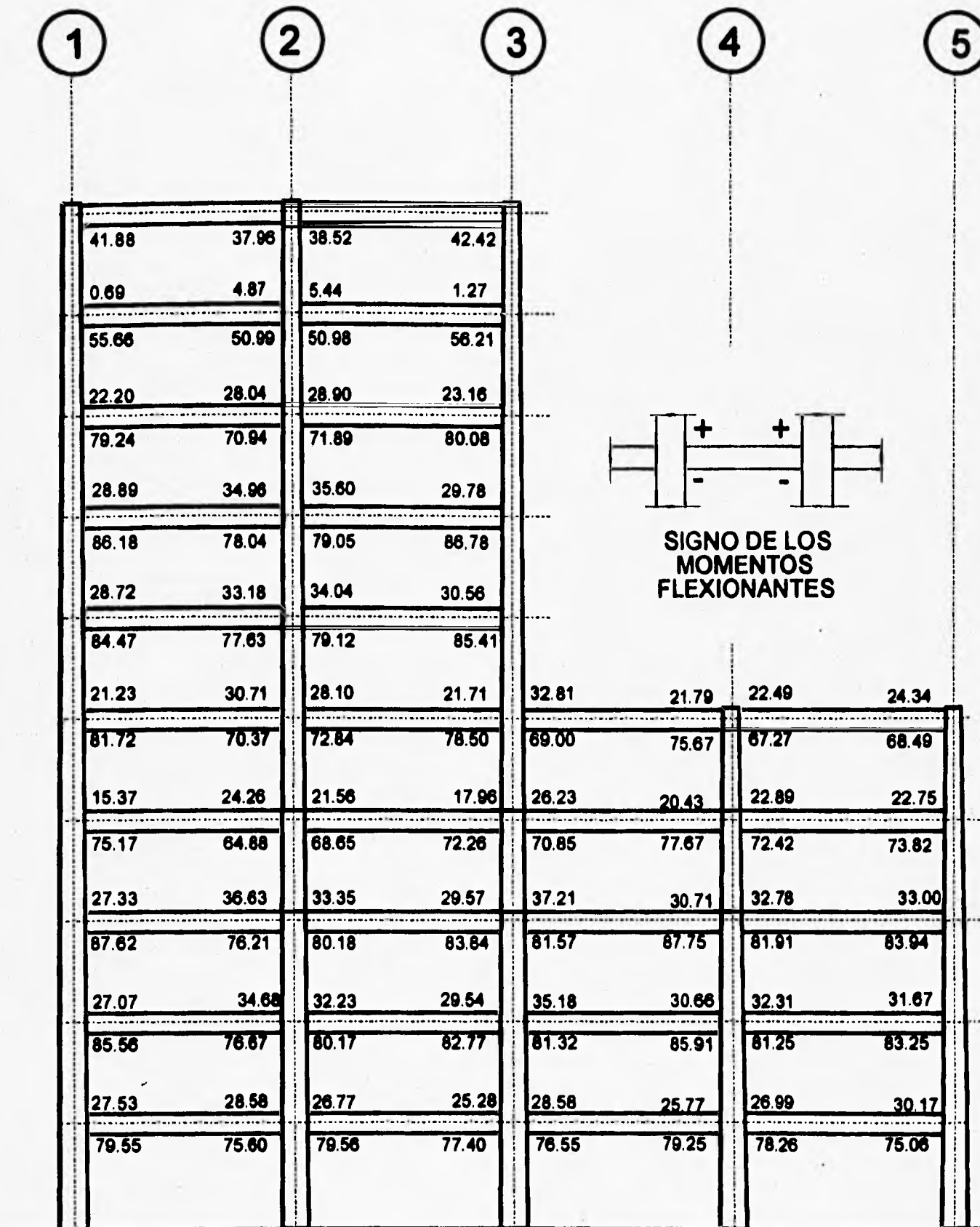


Fig 4.35 Momentos Flexionantes Ultimos (t-m) en Trabes, Primer Modelo, Q=4.0

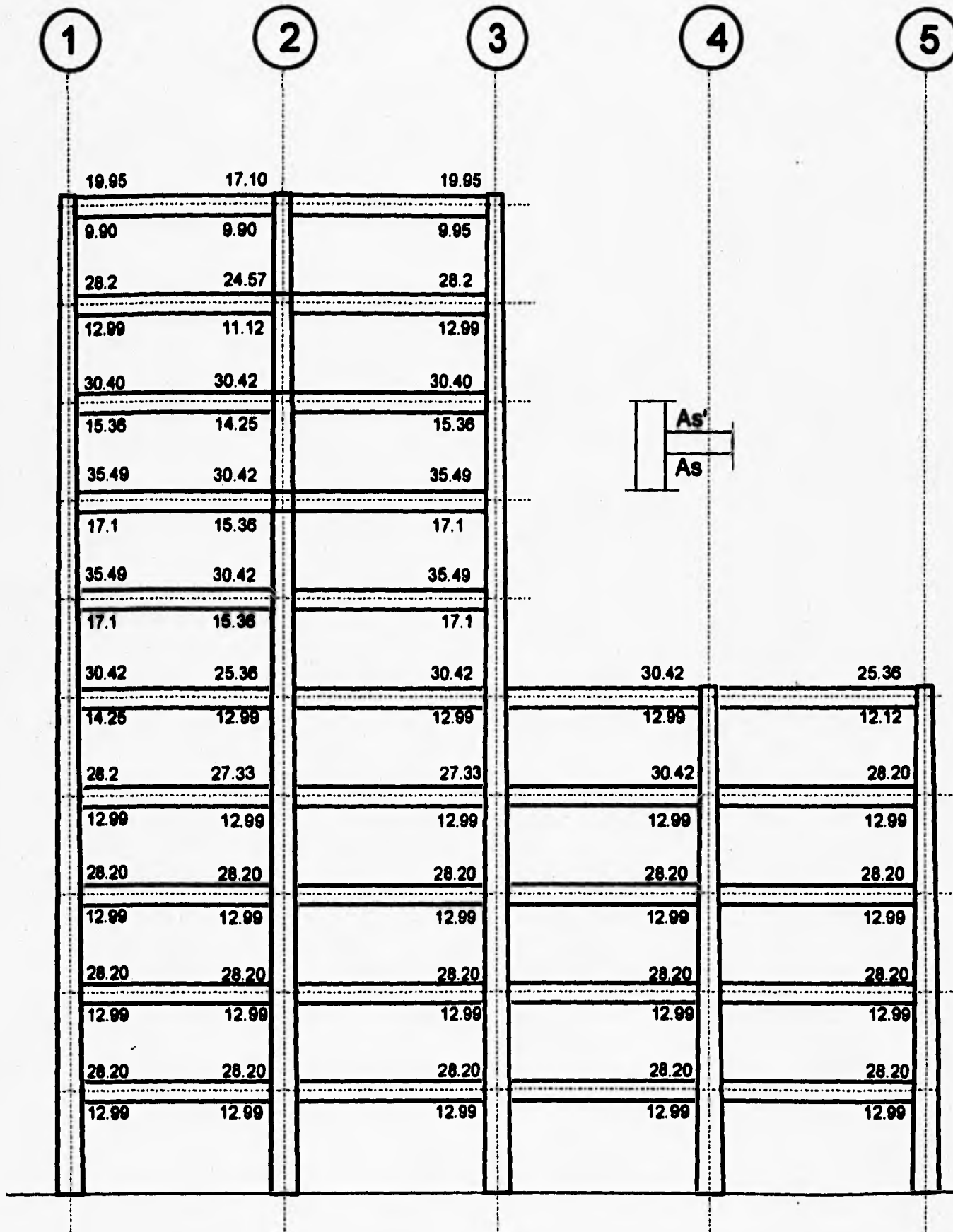


Fig 4.36 Areas Prácticas de Acero Longitudinal (cm²) en Trabes, Primer Modelo, Q = 4.0

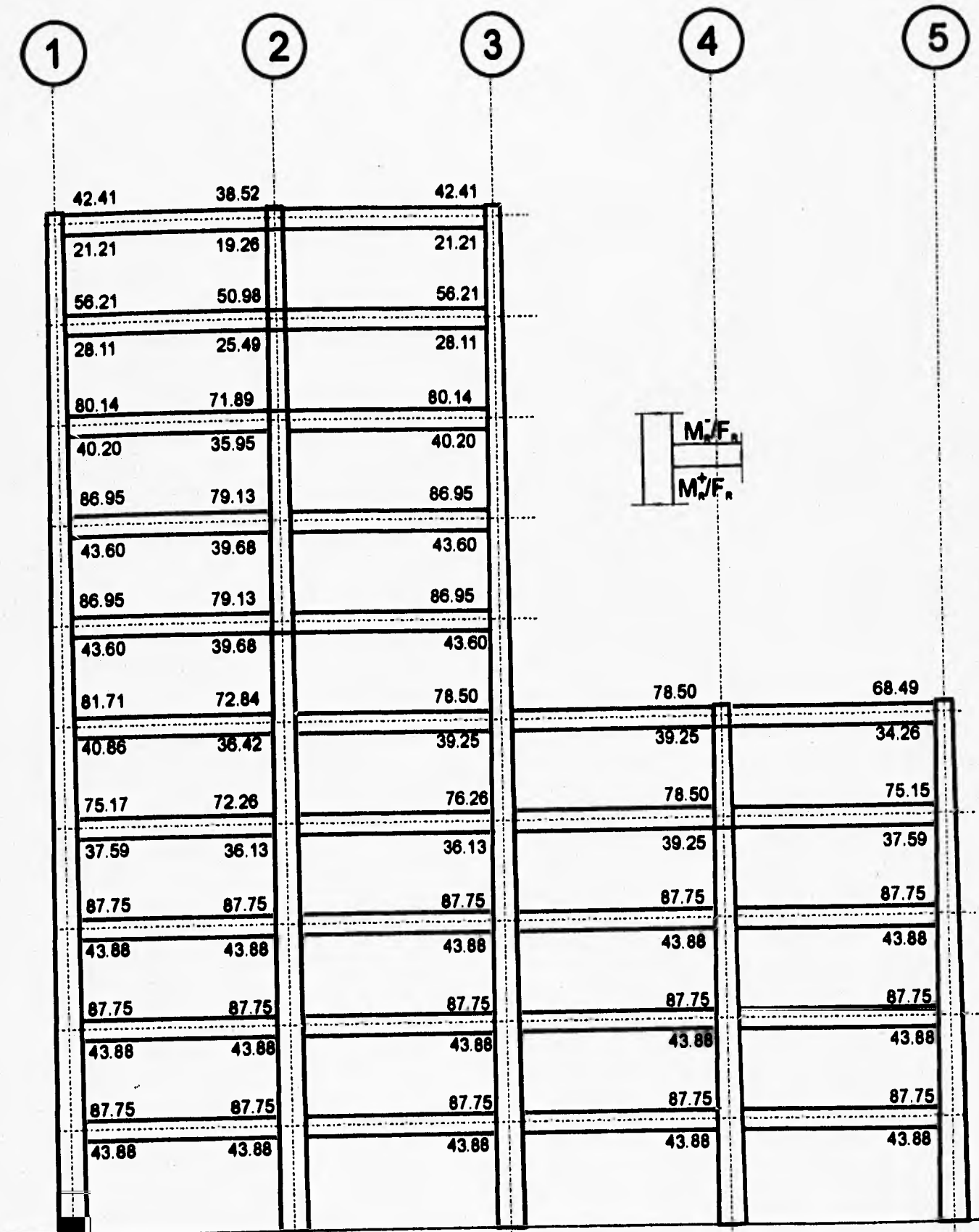


Fig 4.37 Momentos Resistentes Nominales (t-m) en Extremos de Trabes, Primer Modelo, Q = 4.0

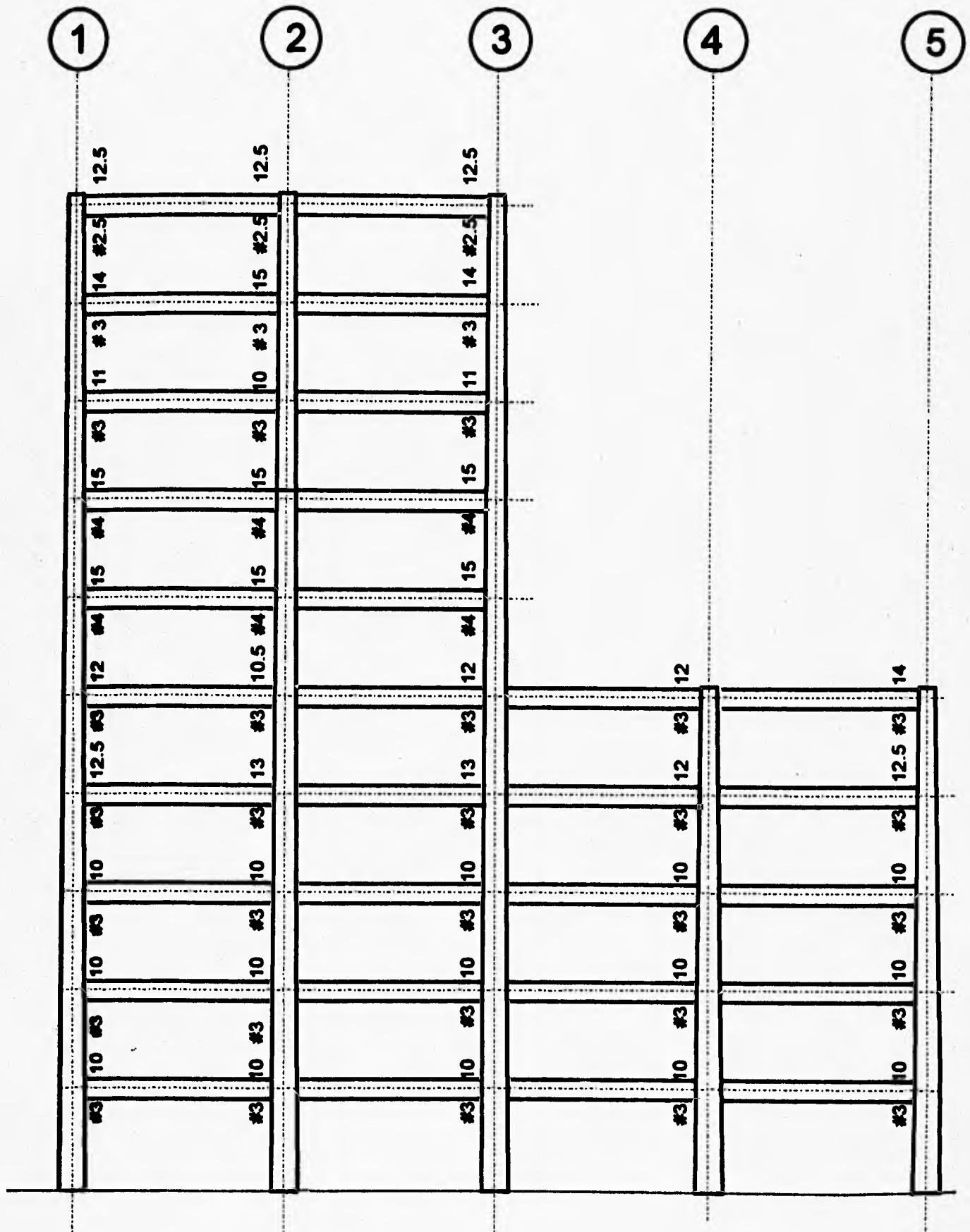


Fig 4.38 Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de trabes, Primer Modelo, $Q = 4.0$

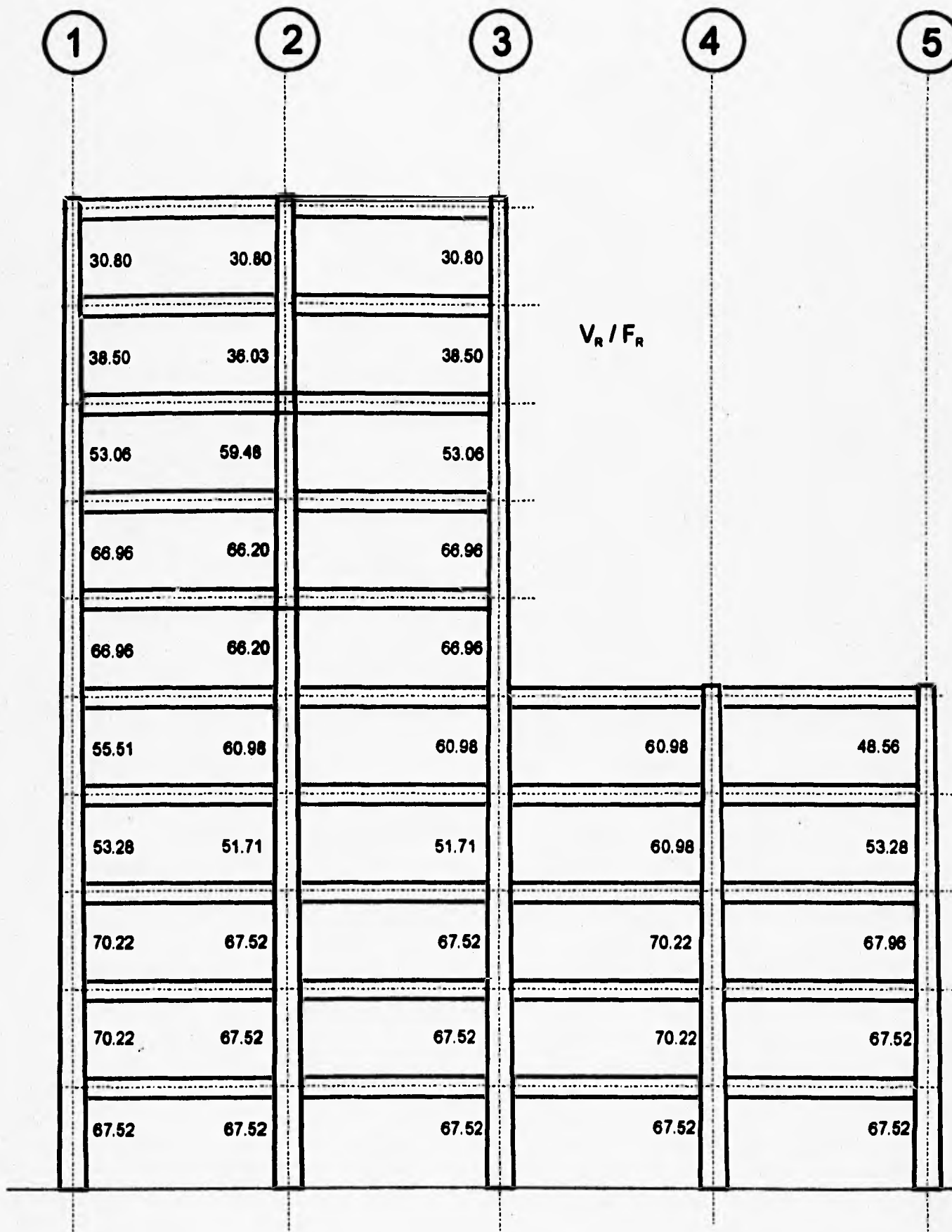


Fig 4.39 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Trabes (t), Primer Modelo, Q = 4.0

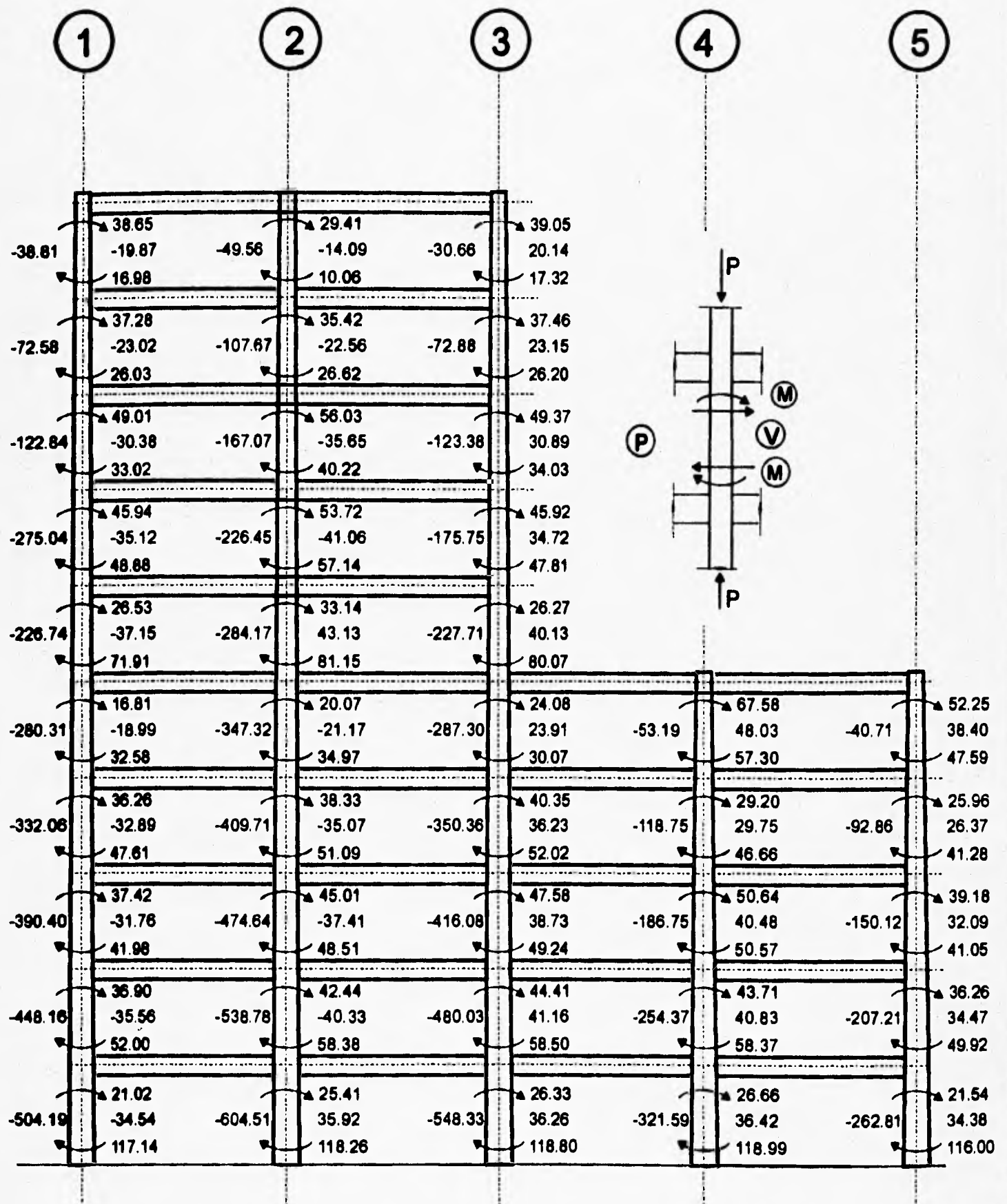


Fig 4.40 Elementos Mecánicos Ultimos en Columnas (t, t-m),
Primer Modelo, $Q = 4.0$

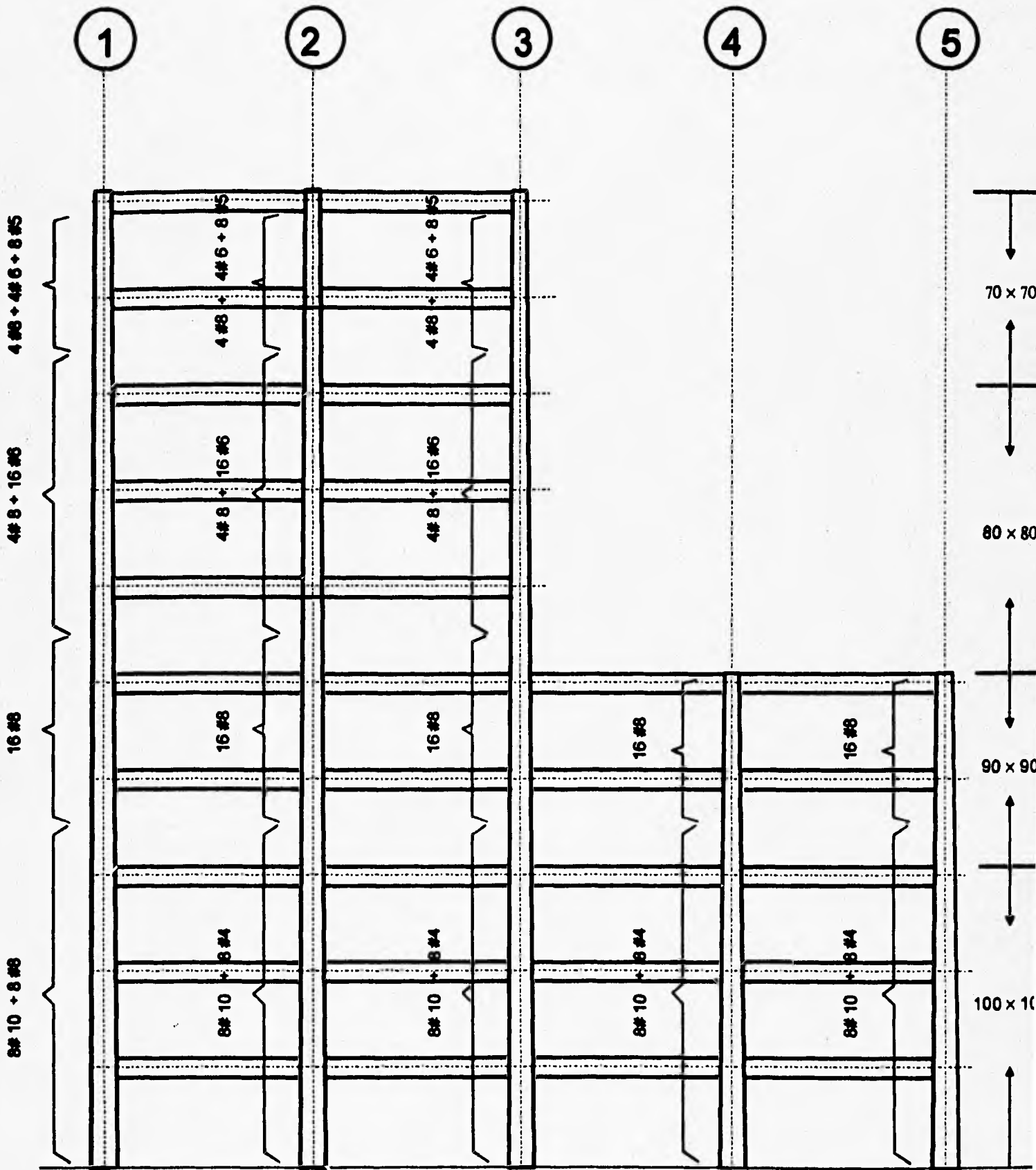


Fig 4.41 Distribución del Acero Longitudinal en Columnas, Primer Modelo, $Q = 4.0$

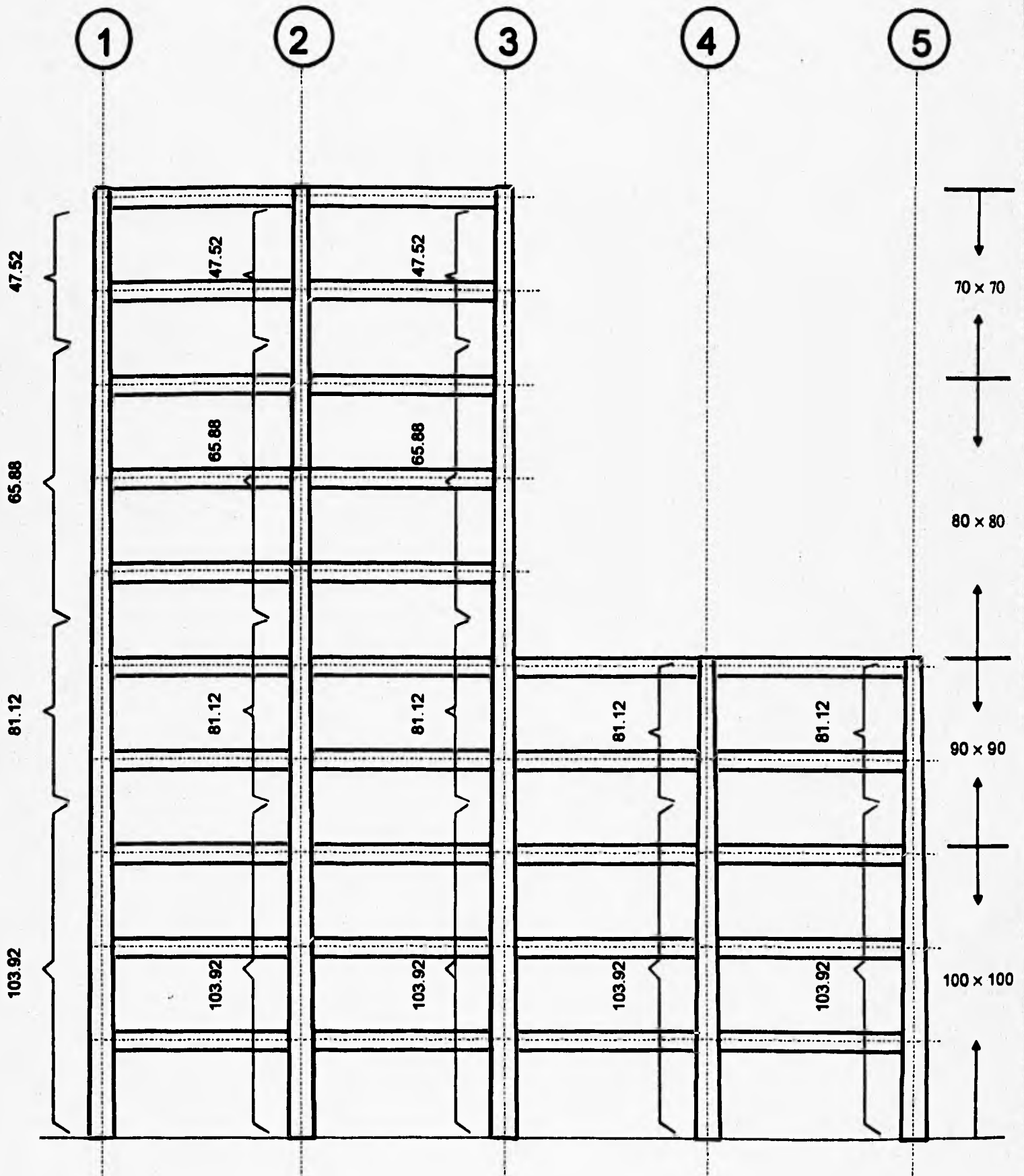


Fig 4.42 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Columnas (cm²), Primer Modelo, Q = 4.0

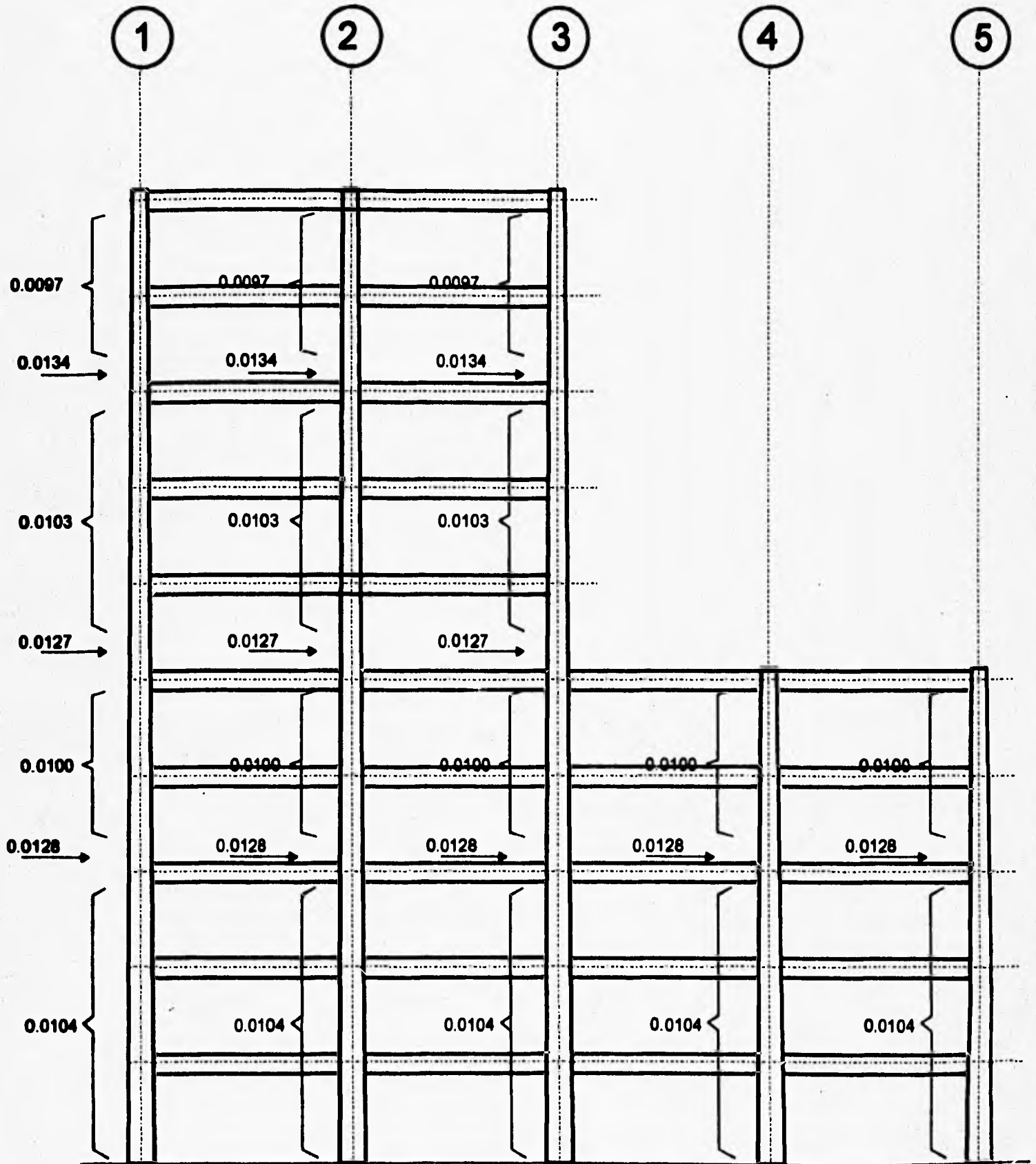


Fig 4.43 Porcentaje de Acero Longitudinal en Columnas, Primer Modelo, $Q = 4.0$

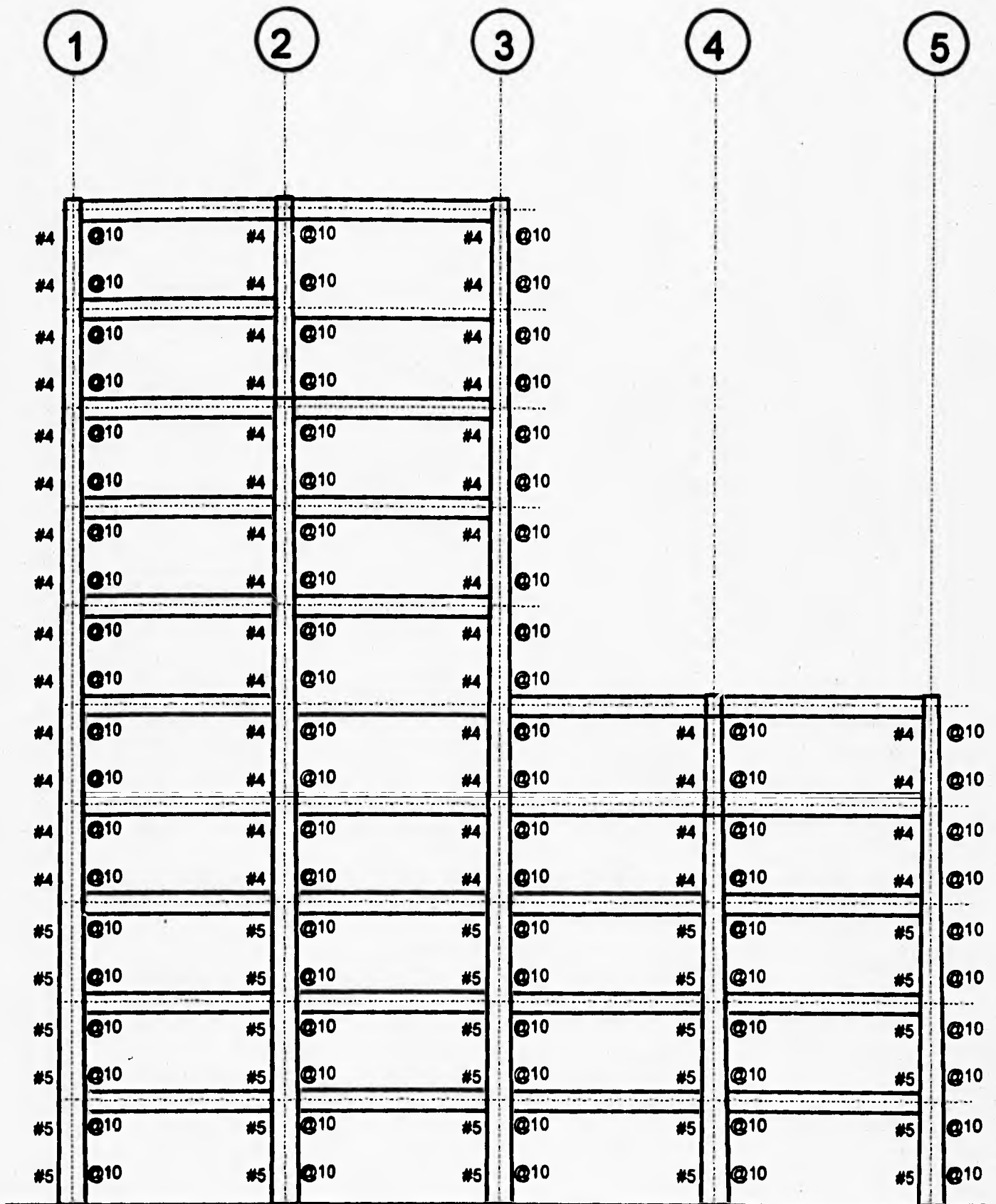


Fig 4.44 Distribución de Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Columnas, Primer Modelo, $Q = 4.0$

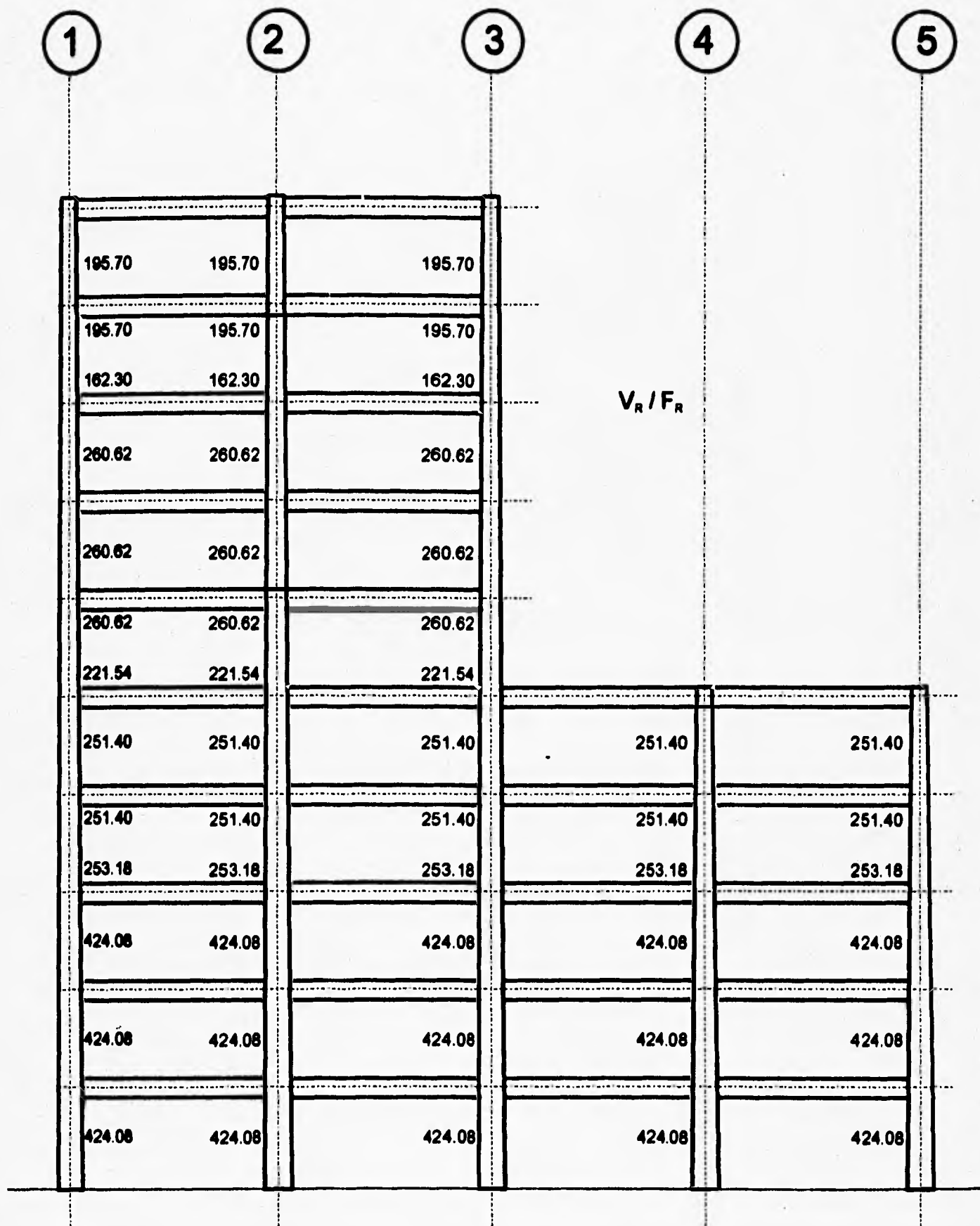
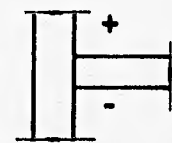


Fig 4.45 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Columnas (t), Primer Modelo, Q = 4.0

1		2		3		4	
0.37		0.28		0.27		1.31	
45.46	40.87	45.57	45.49	41.63	46.41		
9.38	14.03	13.30	13.10	15.20	10.11		
65.53	-58.84	64.36	64.52	59.53	66.66		
41.24	47.82	45.97	45.94	49.29	42.55		
100.20	89.37	96.95	96.89	90.69	101.68		
56.60	63.50	61.64	61.59	64.96	58.01		
115.97	105.14	112.68	112.66	106.55	117.42		
68.89	73.83	71.85	71.78	75.31	70.37		
126.58	116.88	122.90	122.92	118.37	128.07		
99.81	106.49	103.82	103.51	108.46	101.75		
160.03	147.09	154.60	174.70	149.03	161.98		
101.19	107.00	105.28	105.18	109.91	103.85		
159.97	149.23	156.09	156.49	151.95	162.97		
144.37	149.01	145.77	142.96	149.58	143.42		
202.51	190.70	194.78	195.37	189.48	202.69		
166.35	171.35	174.42	177.35				
213.12	204.61	212.17	217.06				
159.23	153.89	155.17	161.21				
197.95	191.72	194.28	198.80				



SIGNOS DE
LOS MOMENTOS
FLEXIONANTES

Fig 4.46 Momentos Flexionantes Ultimos (t-m) en Traves, Segundo Modelo, Q = 4.0

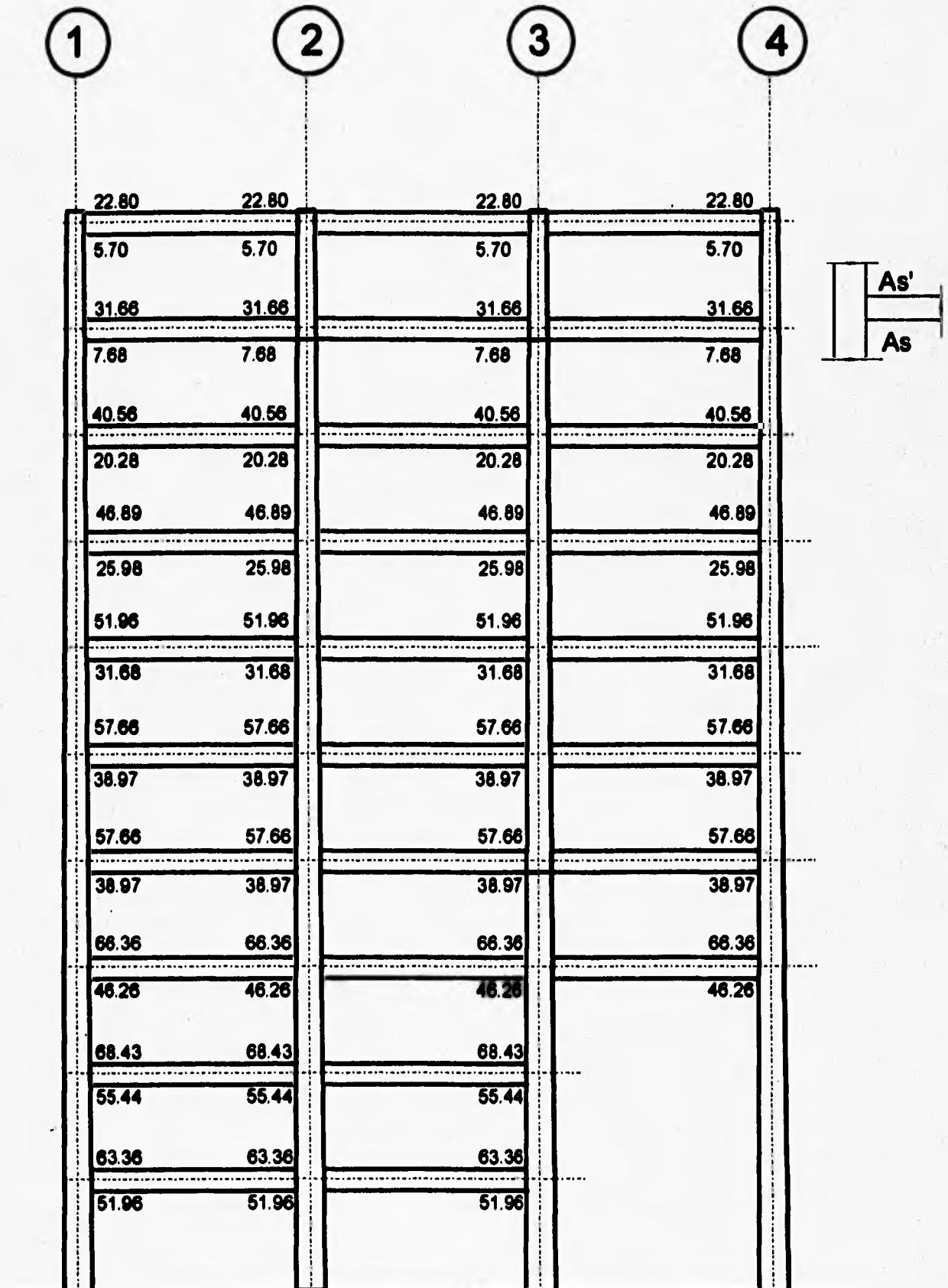


Fig 4.47 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Extremos de Traves (cm^2), Segundo Modelo, $Q = 2.0$

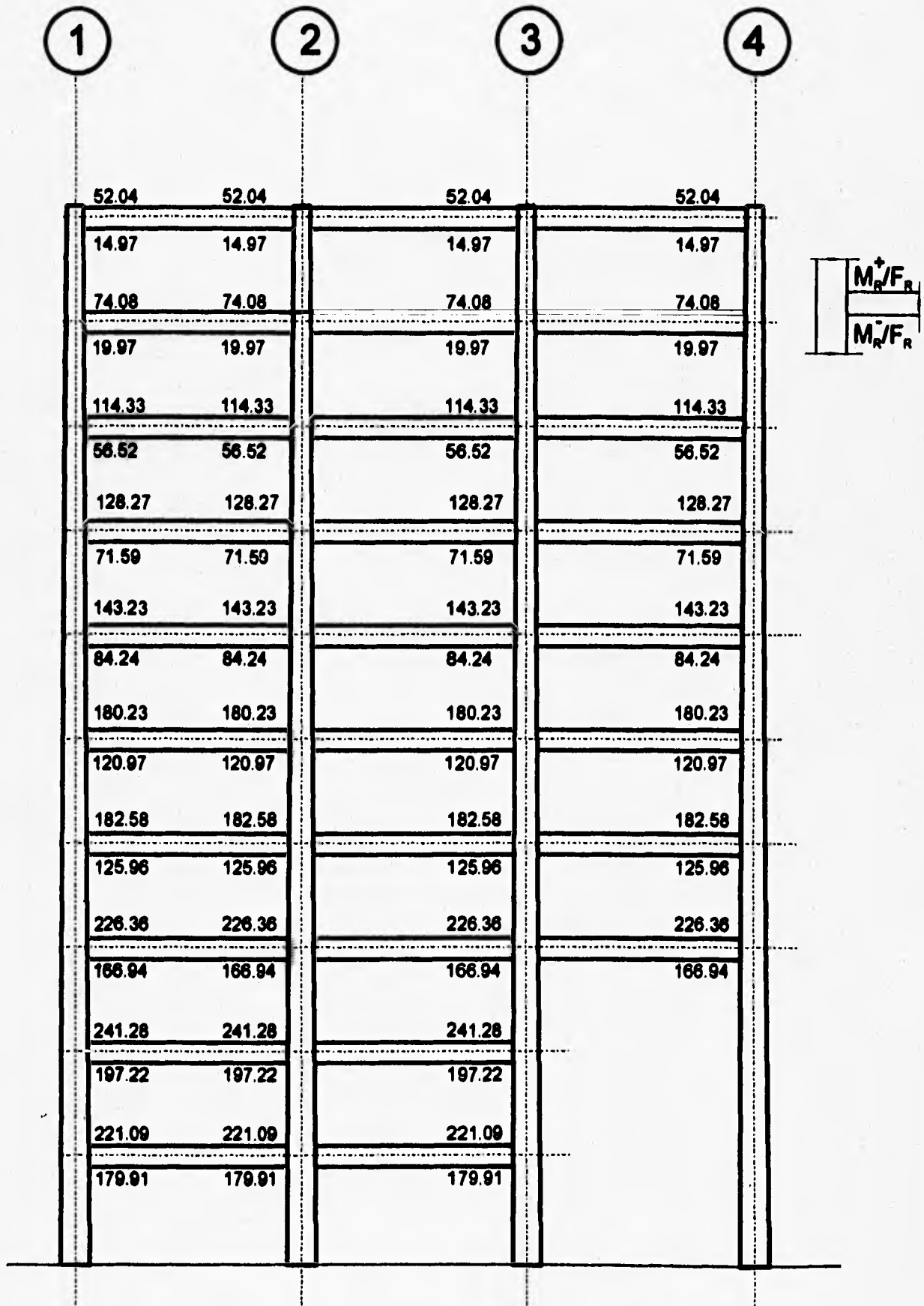


Fig 4.48 Momentos Resistentes Nominales en Extremos de Trabes (t-m), Segundo Modelo, Q = 2.0

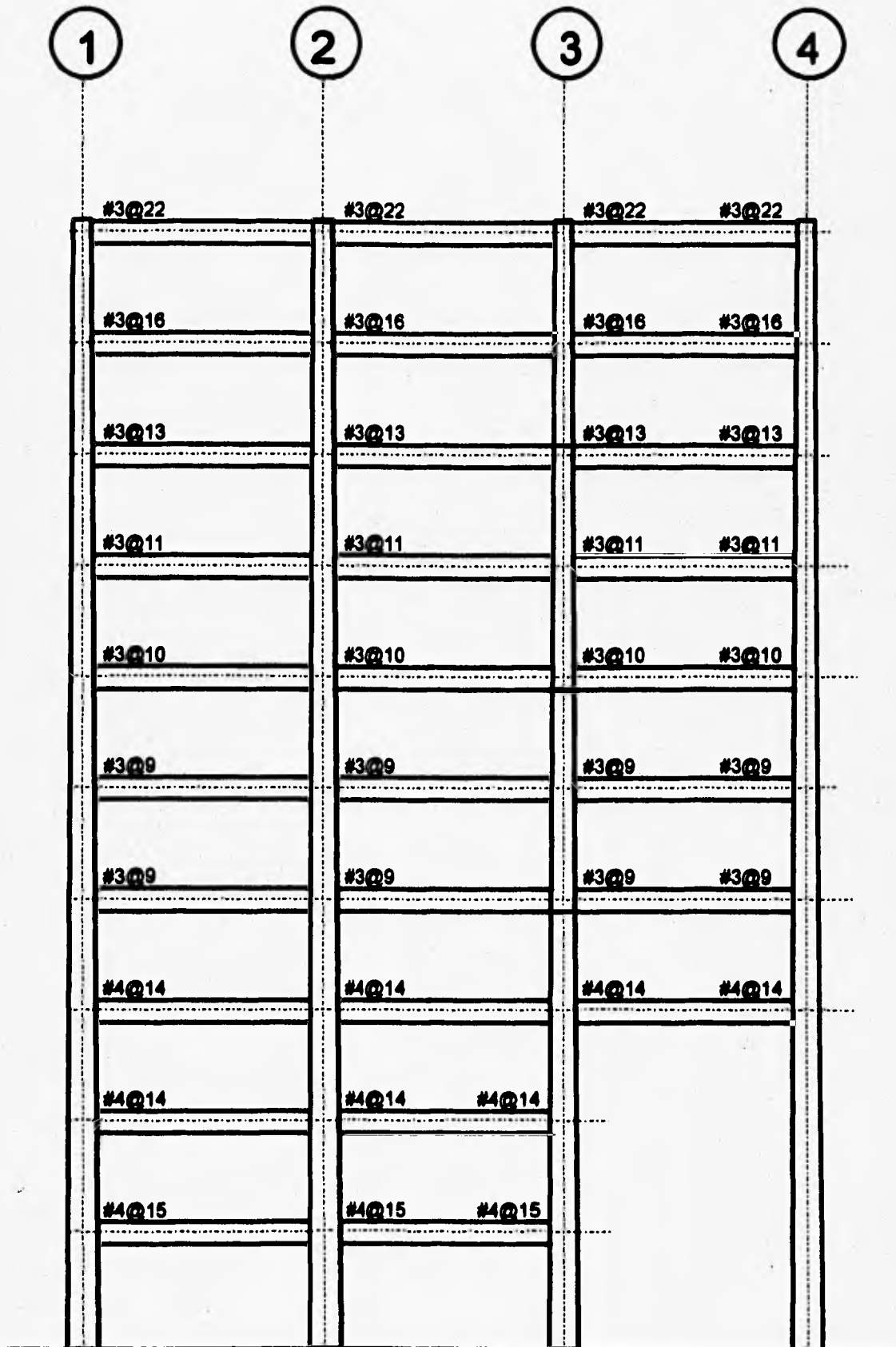


Fig 4.49 Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Trabes Segundo Modelo. $Q = 2.0$.

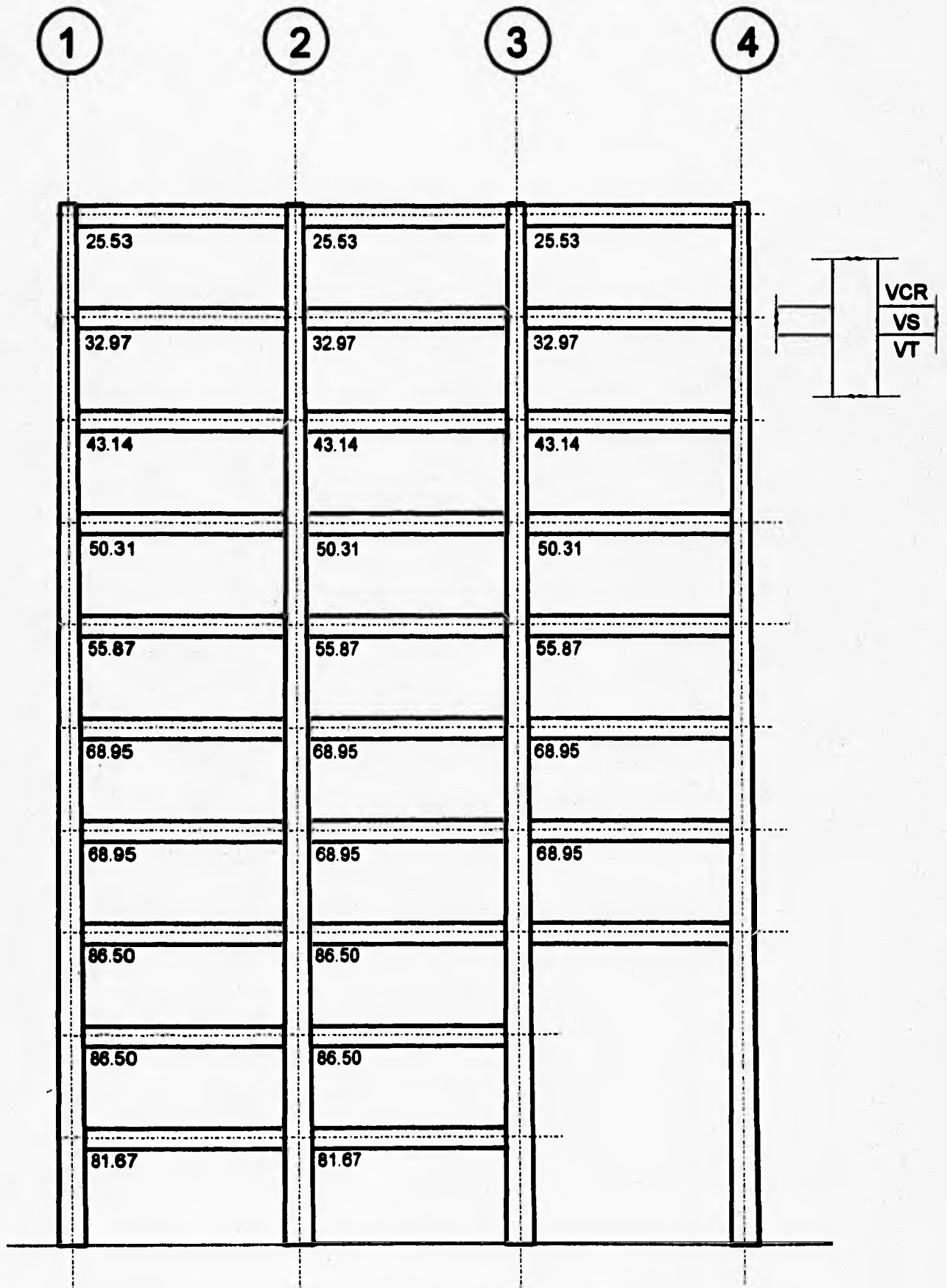


Fig 4.50 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Trabes, Segundo Modelo, $Q = 2.0$

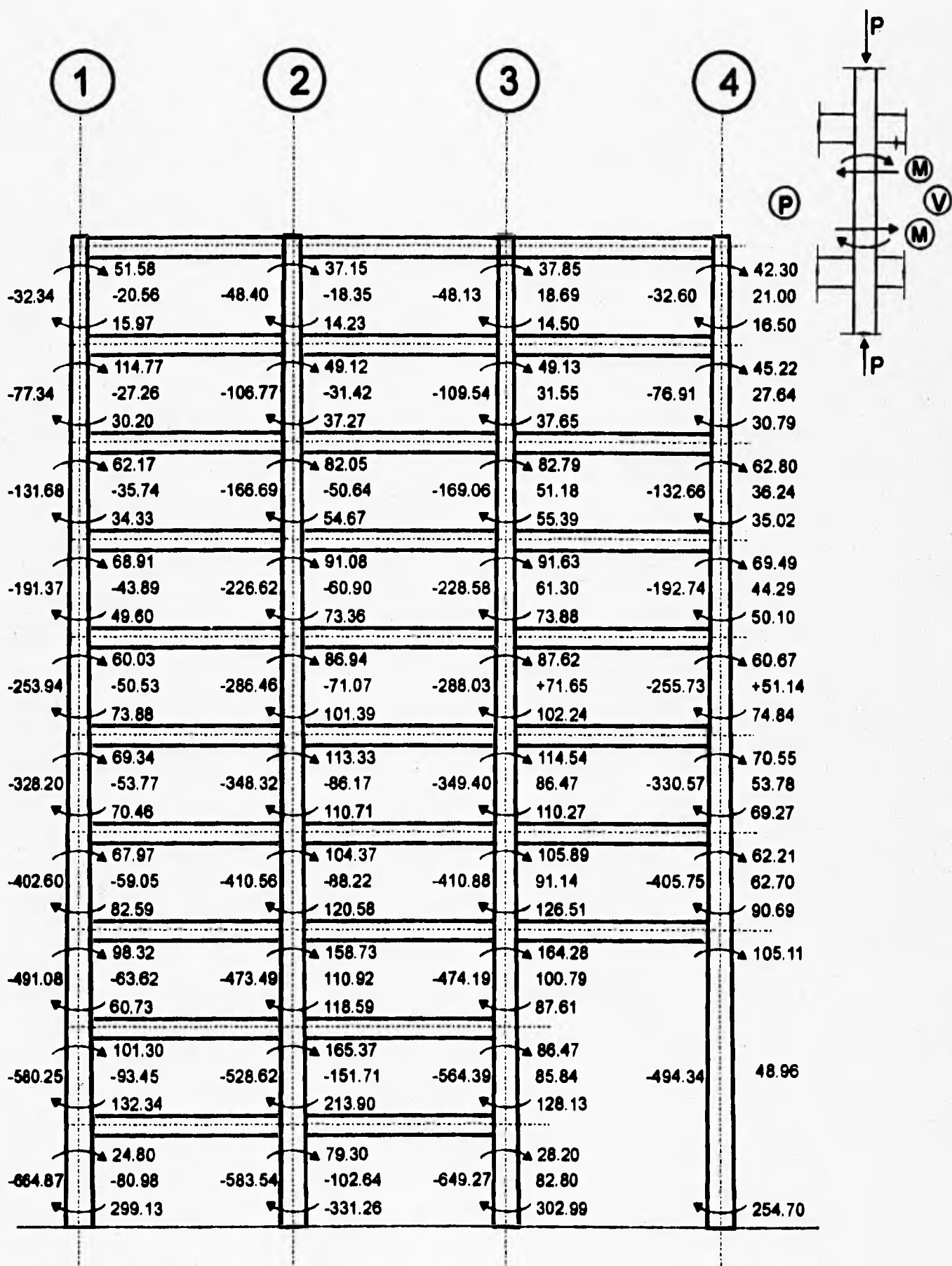


Fig 4.31 Elementos Mecánicos Ultimos en Columnas (t, t-m), Segundo Modelo, Q = 2.0

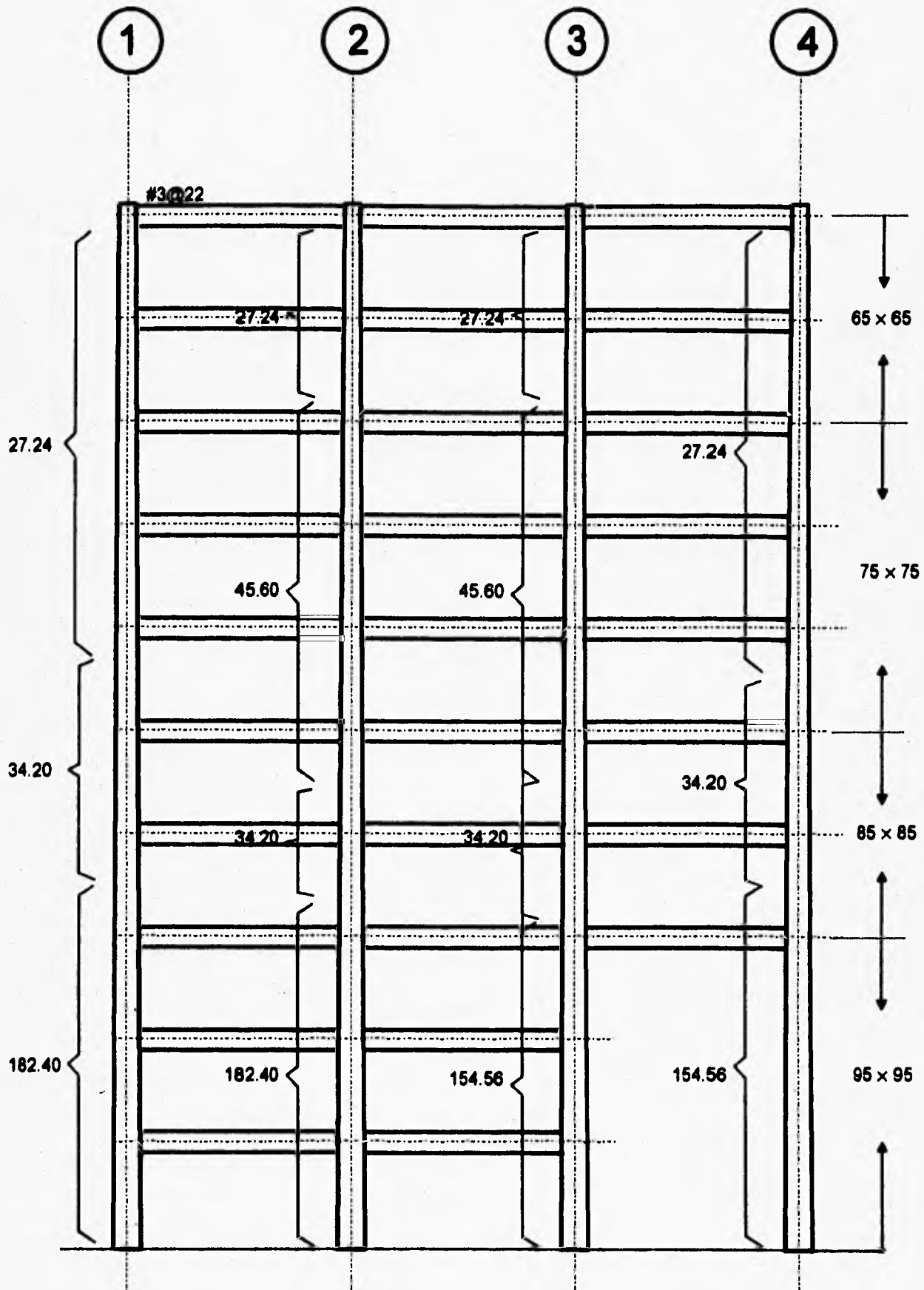


Fig 4.52 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Columnas (cm²), Segundo Modelo, Q = 2.0

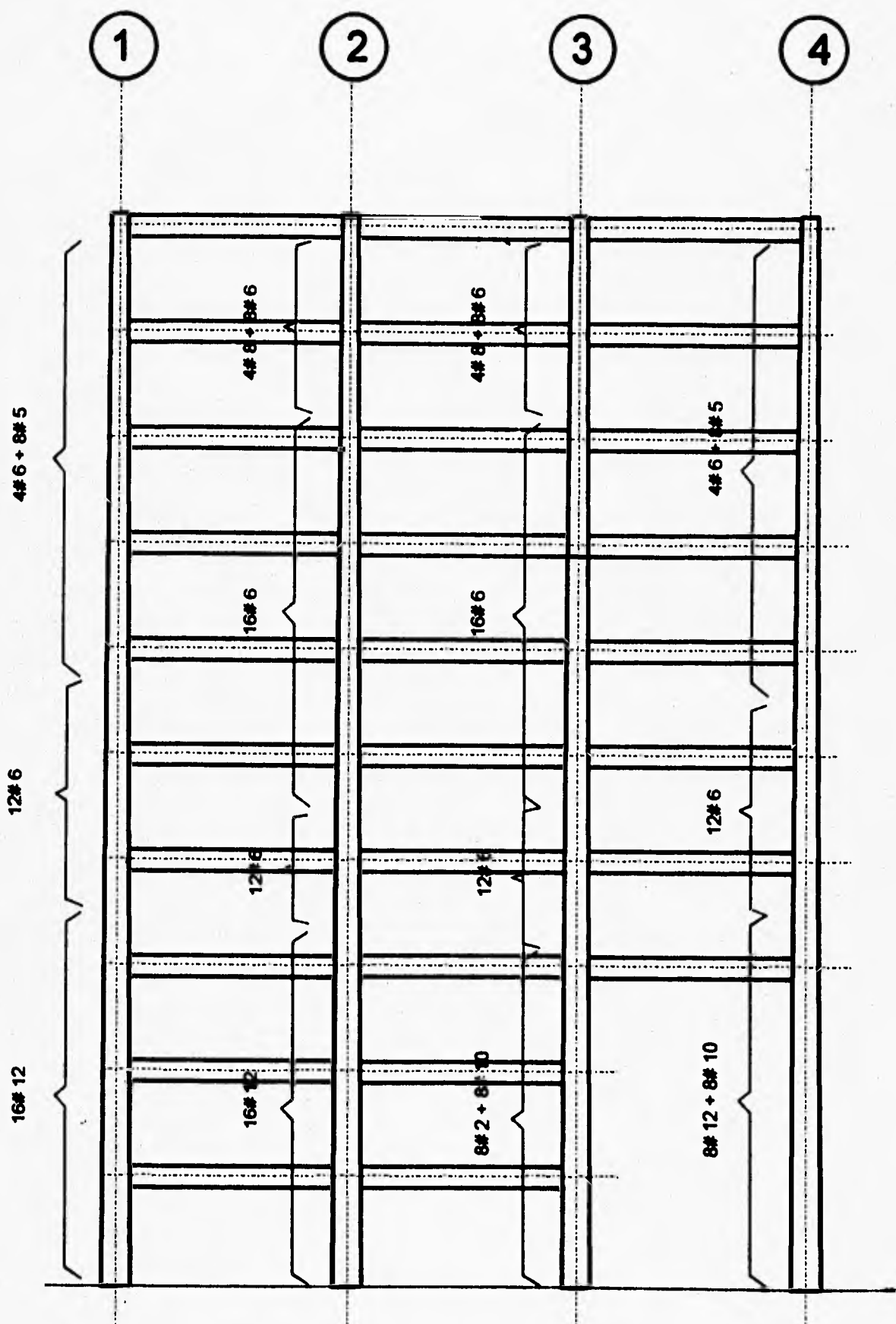


Fig 4.53 Distribución de Acero Longitudinal en Columnas, Segundo Modelo, $Q = 2.0$

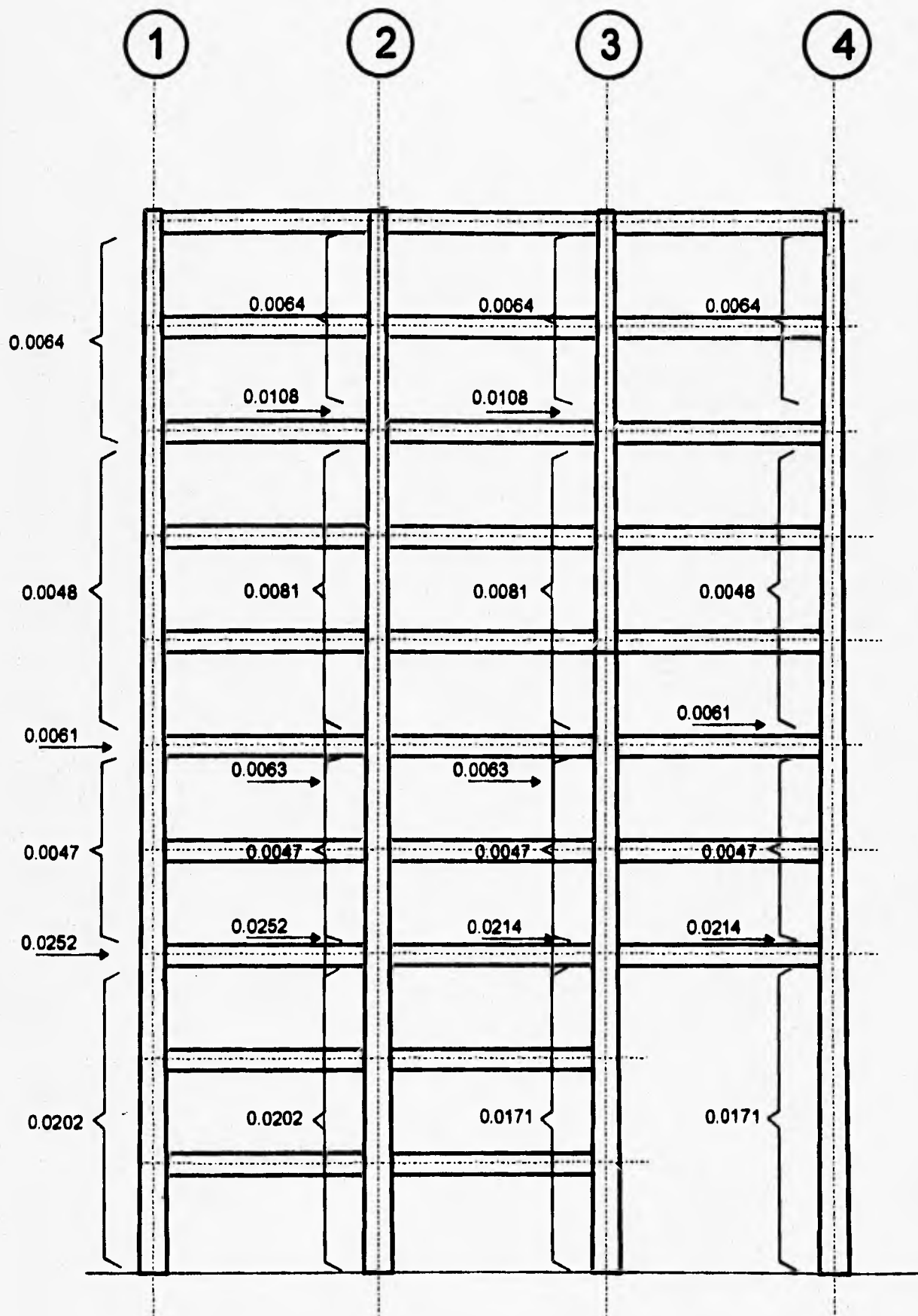


Fig 4.54 Porcentaje de Acero Longitudinal en Columnas, Segundo Modelo, $Q = 2.0$

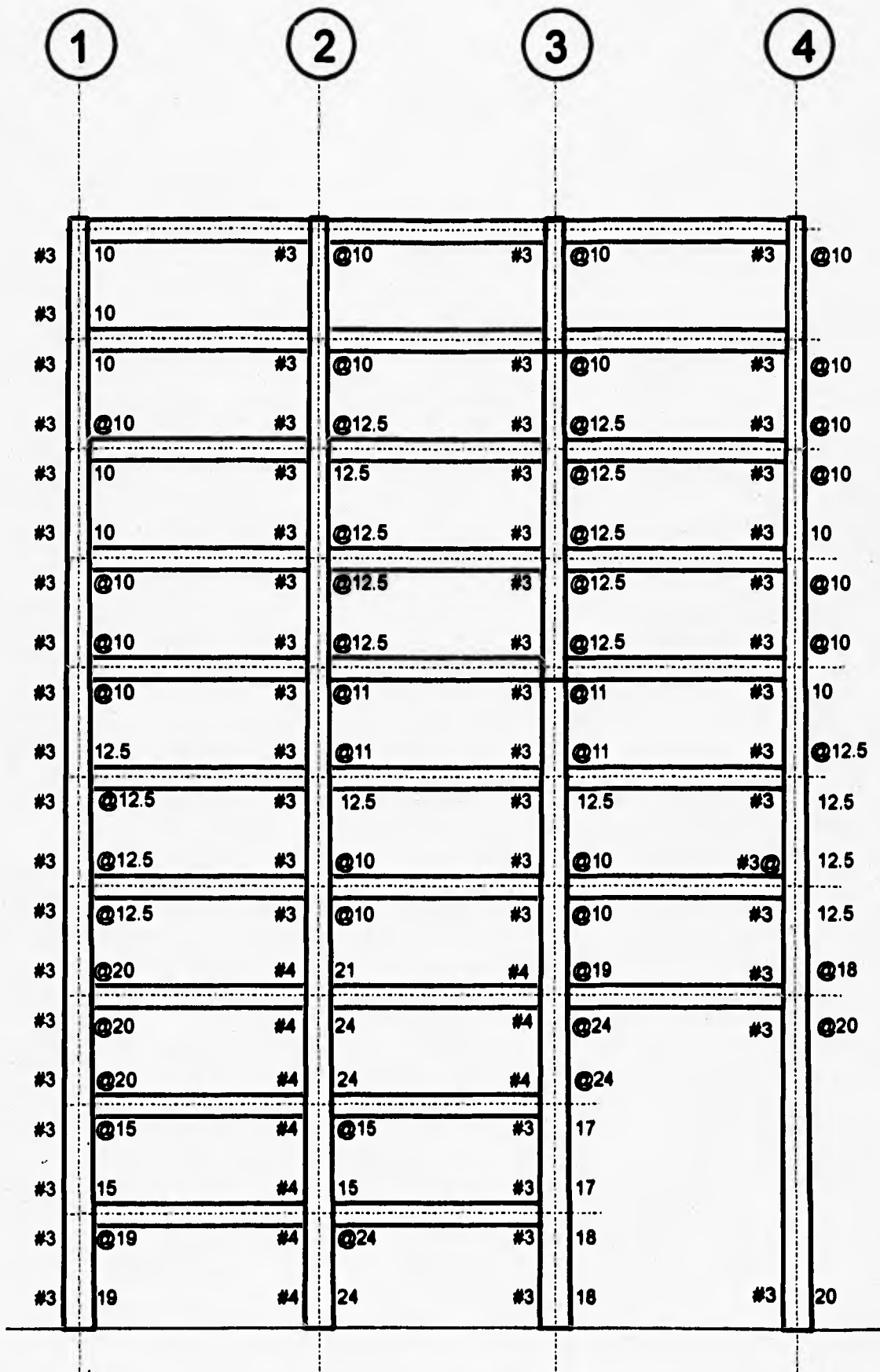


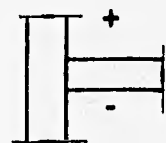
Fig 4.55 Distribución del Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Columnas, Segundo Modelo, $Q = 2.0$

1		2		3		4	
87.50	87.50			87.50			87.50
87.50	87.50			87.50			87.50
87.50	74.85			74.85			87.50
97.58	81.91			81.91			97.58
97.58	81.91			81.91			97.58
97.58	81.91			81.91			97.58
81.15	91.10			91.10			81.15
93.64	126.94			126.94			93.64
93.64	112.97			112.97			93.64
93.64	112.97			112.97			93.64
73.81	109.15			115.55			79.19
98.39	131.20			128.96			
120.50	190.28			108.12			96.63
115.62	131.20			105.78			

V_R / F_R

Fig 4.56 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Columnas (t), Segundo Modelo, Q = 2.0

1		2		3		4	
36.60	30.56	34.10	34.05	30.89	35.12		
46.80	40.62	44.92	45.11	40.85	47.47		
5.88	13.52	10.24	10.23	14.29	6.49		
64.84	55.07	61.22	61.18	55.70	65.62		
13.45	21.34	18.06	18.02	22.08	14.15		
72.83	62.98	69.10	69.09	63.67	73.56		
20.02	26.15	23.16	23.11	26.89	20.76		
77.71	69.20	74.21	74.24	69.95	78.45		
34.84	43.09	39.21	38.95	44.08	35.81		
95.07	83.69	90.00	90.15	84.65	96.04		
35.90	42.92	39.94	39.76	44.44	37.15		
94.68	85.17	90.74	91.07	86.48	96.26		
57.65	64.08	60.63	58.37	64.81	56.89		
115.76	105.77	109.64	110.79	104.71	116.16		
72.98	77.37	77.77	78.74				
117.75	110.62	115.52	118.46				
69.97	67.49	67.81	71.20				
108.65	105.32	106.92	108.60				



SIGNOS DE
LOS MOMENTOS
FLEXIONANTES

Fig 4.57 Momentos Flexionantes Ultimos en Trabes (t-m), Segundo Modelo, Q = 4.0

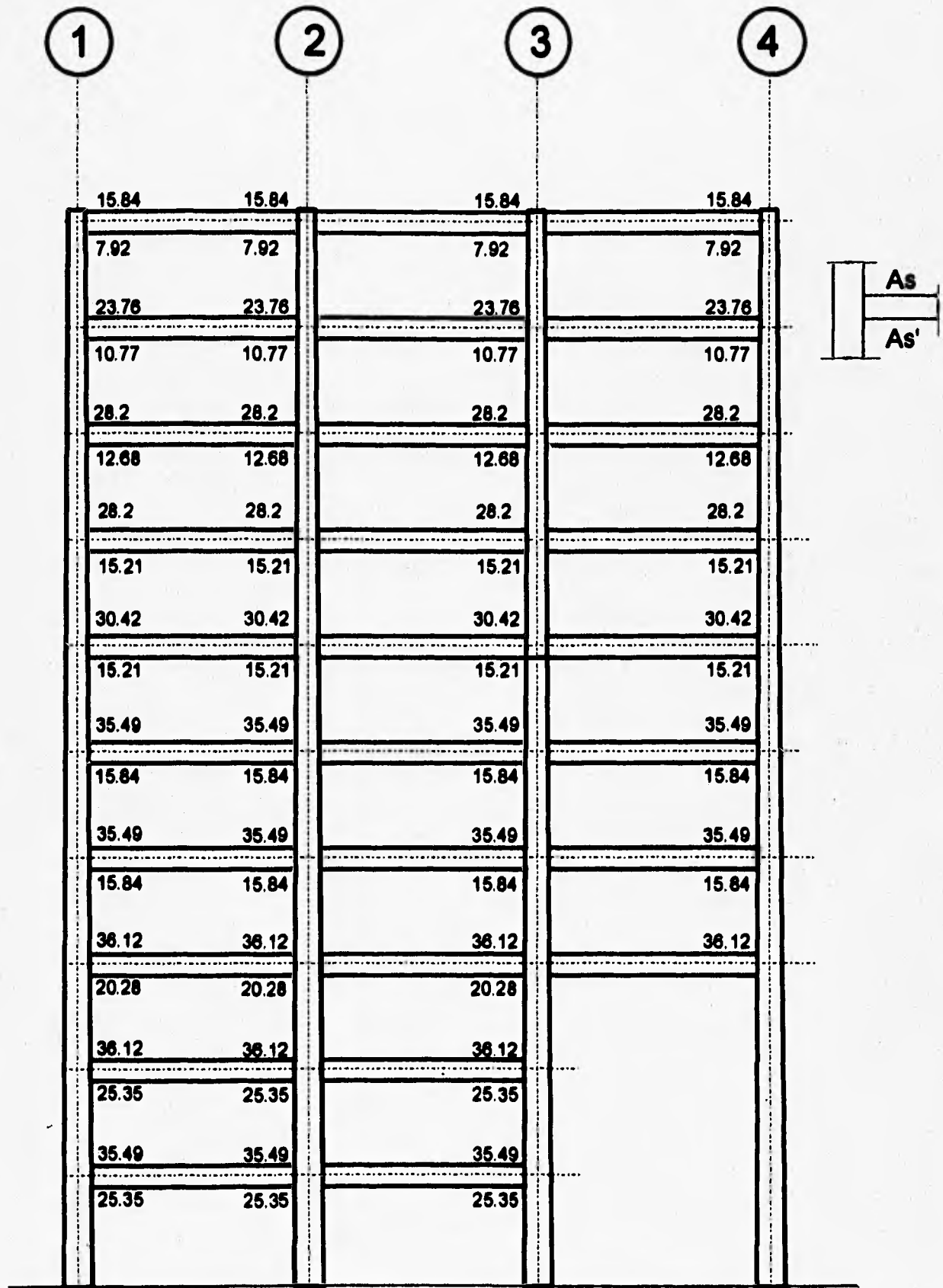


Fig 4.58 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Extremos de Trabes (cm²), Segundo Modelo, Q = 4.0

1		2		3		4	
39.02	39.02			39.02		39.02	
19.51	19.51			19.51		19.51	
52.74	52.74			52.74		52.74	
26.38	26.38			26.38		26.38	
72.91	72.91			72.91		72.91	
36.46	36.46			36.46		36.46	
81.99	81.99			81.99		81.99	
44.04	44.04			44.04		44.04	
87.34	87.34			87.34		87.34	
43.42	43.42			43.42		43.42	
107.16	107.16			107.16		107.16	
53.33	53.33			53.33		53.33	
107.16	107.16			107.16		107.16	
53.33	53.33			53.33		53.33	
129.67	129.67			129.67		129.67	
73.49	73.49			73.49			
131.67	131.67			131.67			
87.89	87.89			87.89			
123.09	123.09			123.09			
80.70	80.70			80.70			

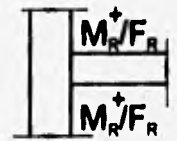


Fig 4.59 Momentos Resistentes Nominales en Extremos de Traves (t-m), Segundo Modelo, Q = 4.0

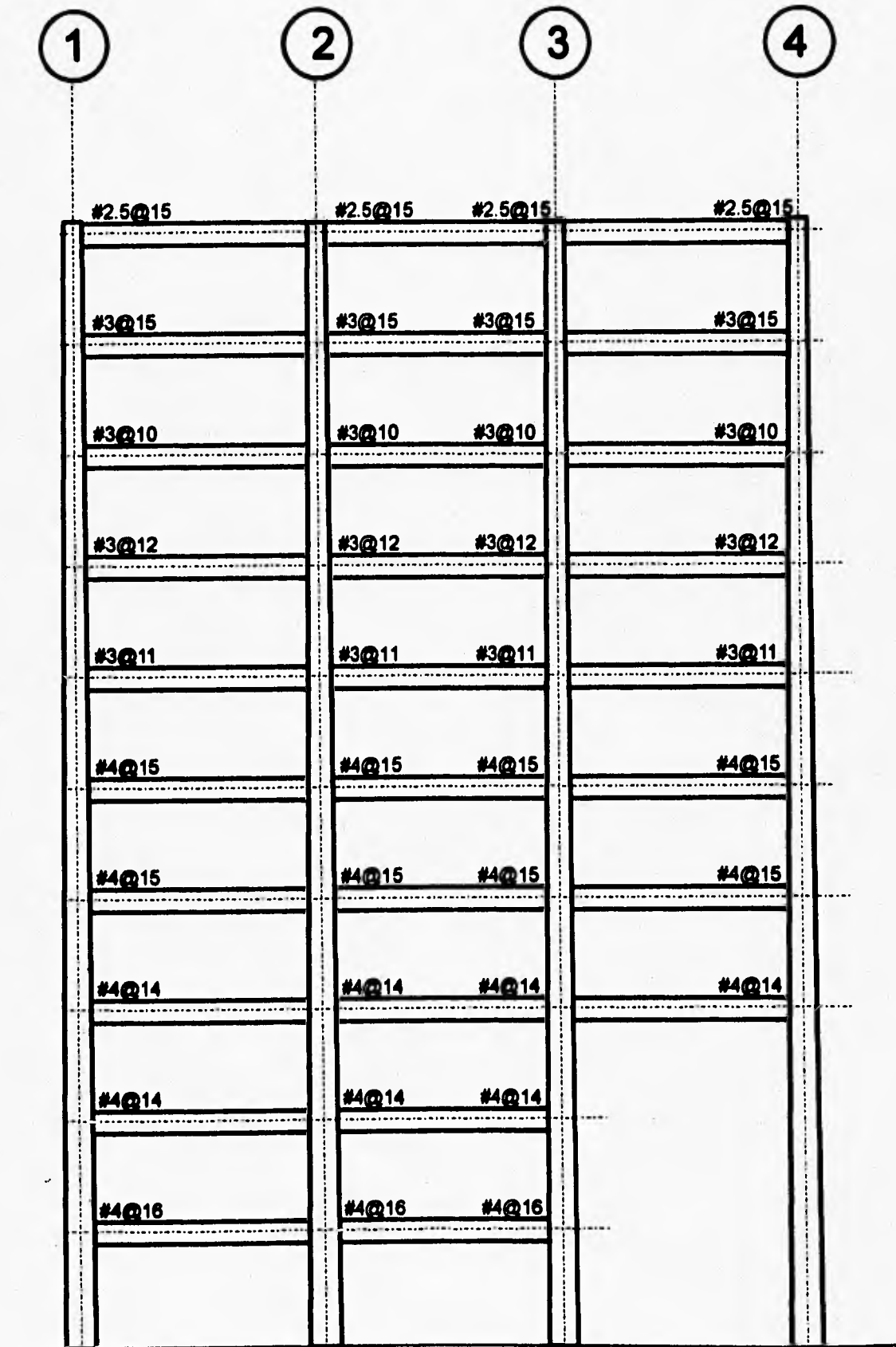


Fig 4.60 Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Trabes, Segundo Modelo, $Q = 4.0$

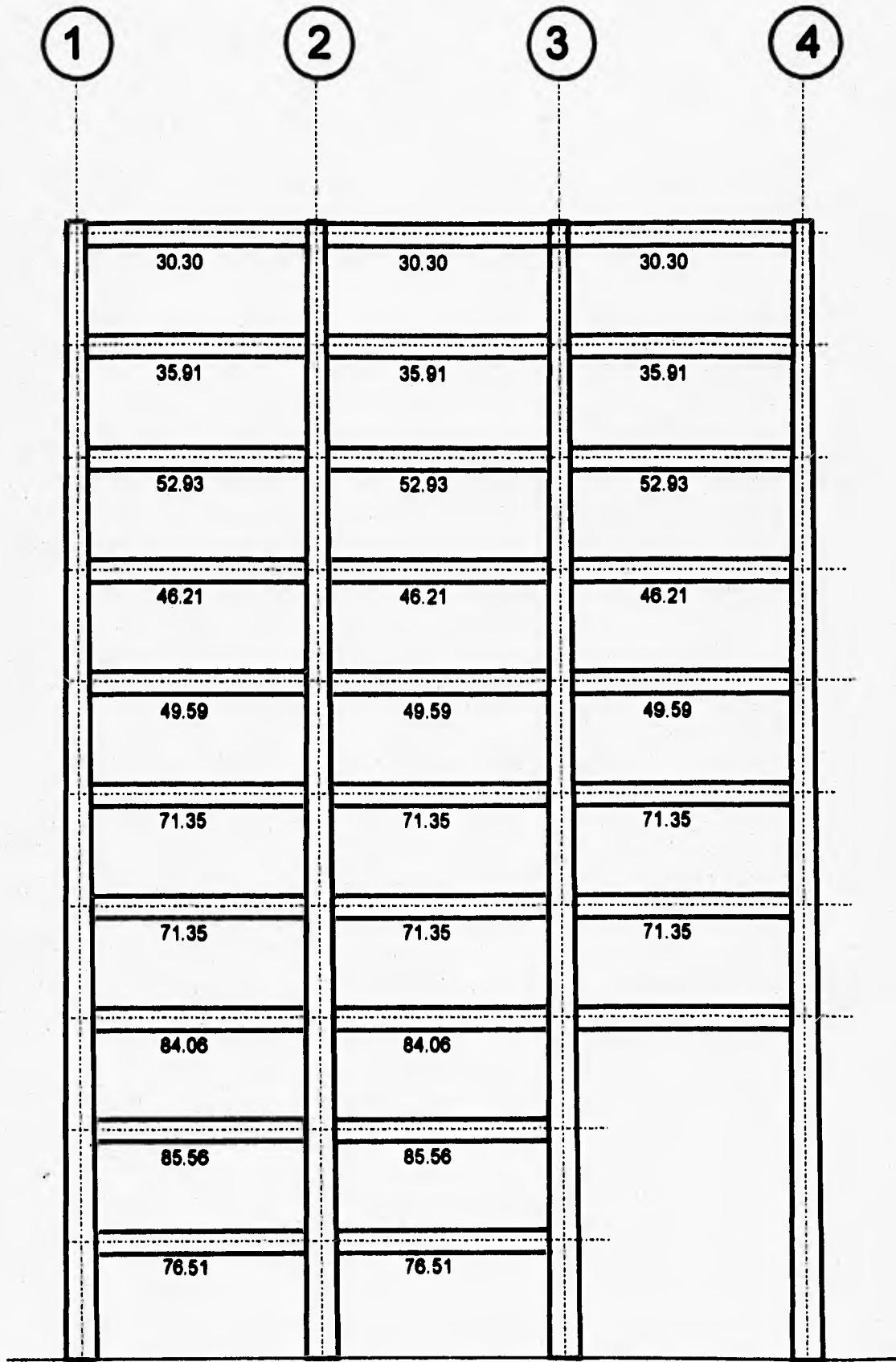


Fig 4.61 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Trabes (t), Segundo Modelo, $Q = 4.0$

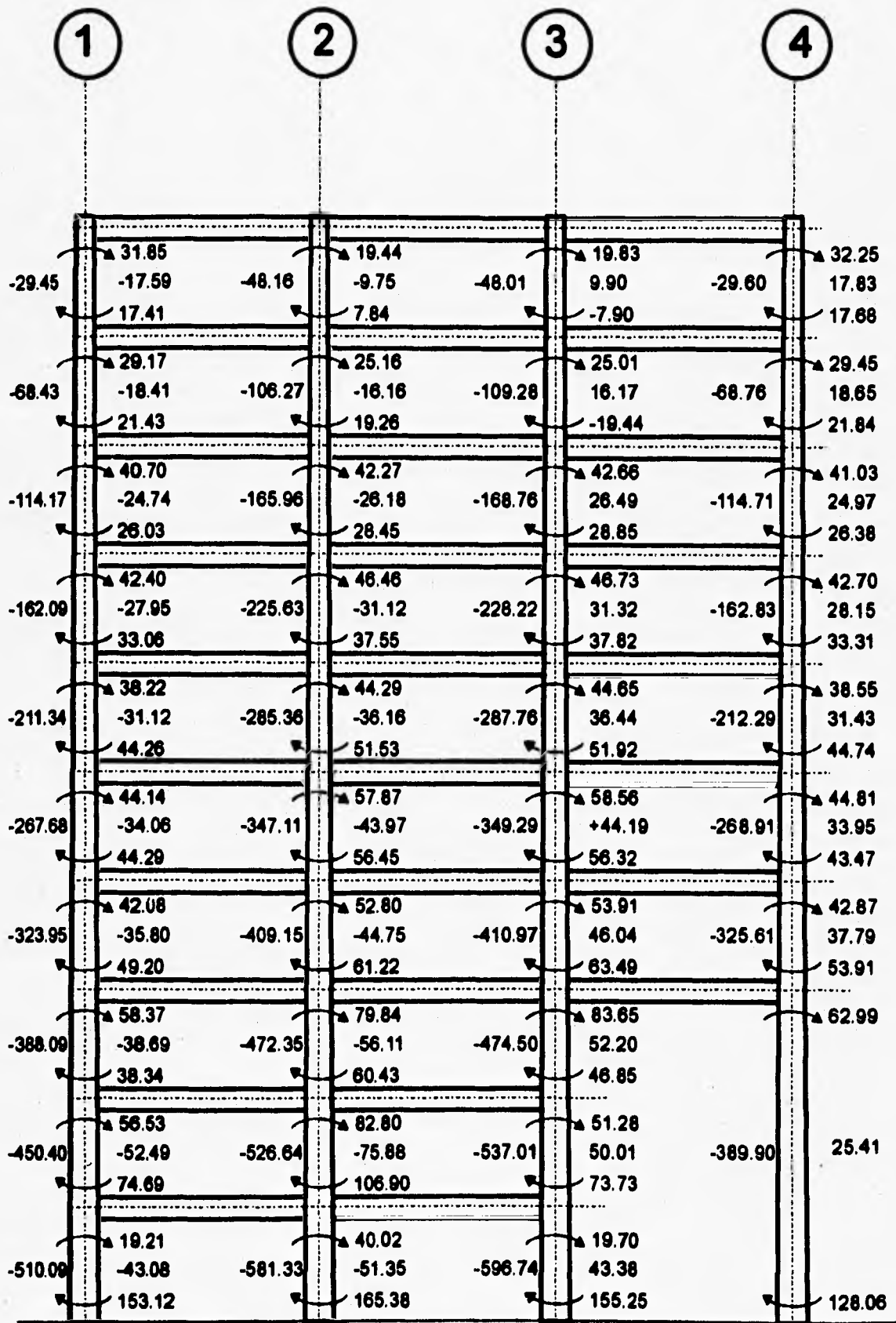


Fig 4.62 Elementos Mecánicos Ultimos en Columnas (t, t-m), Segundo Modelo, Q = 4.0

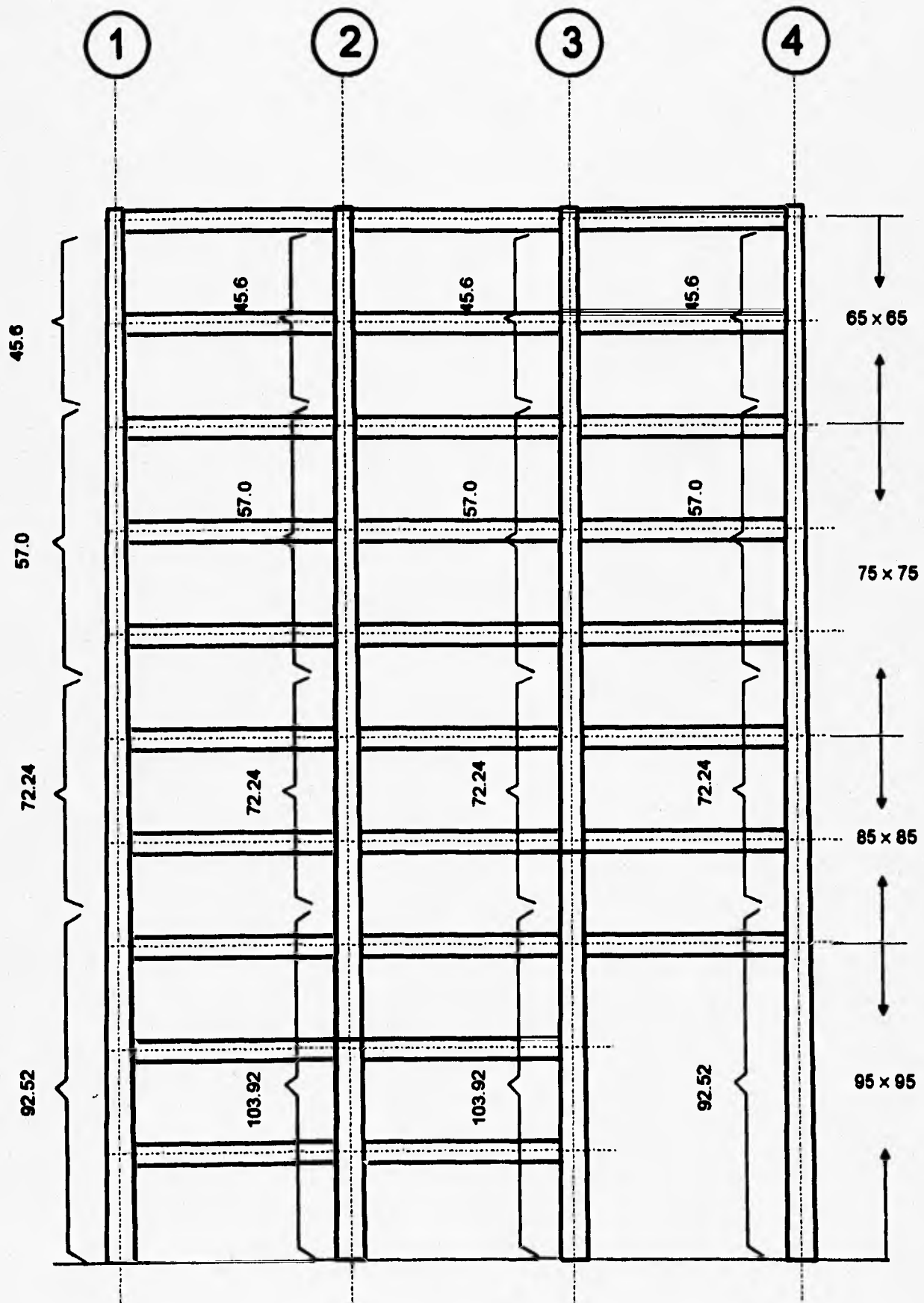


Fig 4.63 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Columnas (cm²), Segundo Modelo, Q = 4.0

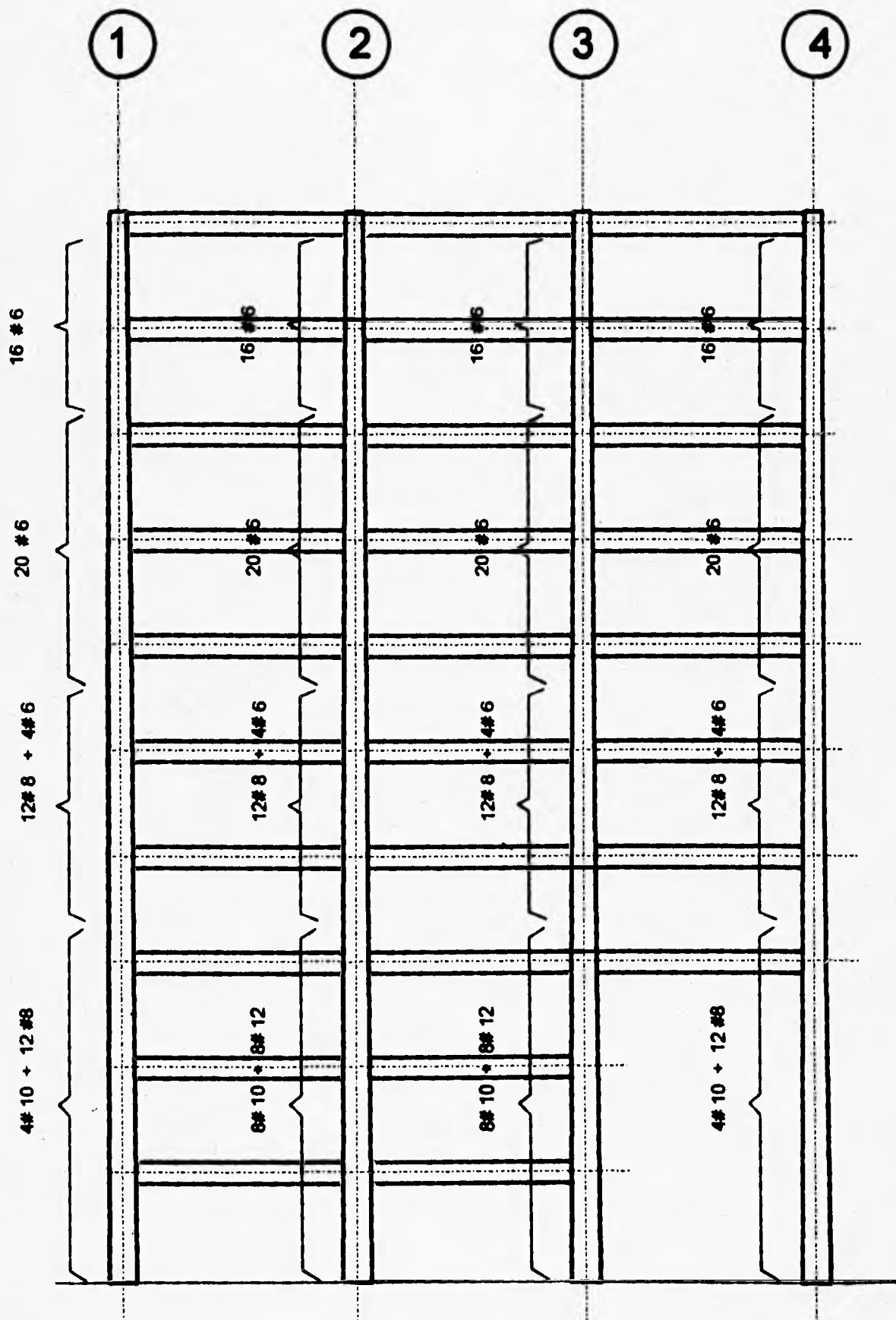


Fig 4.64 Distribución de Acero Longitudinal en Columnas, Segundo Modelo, $Q = 4.0$

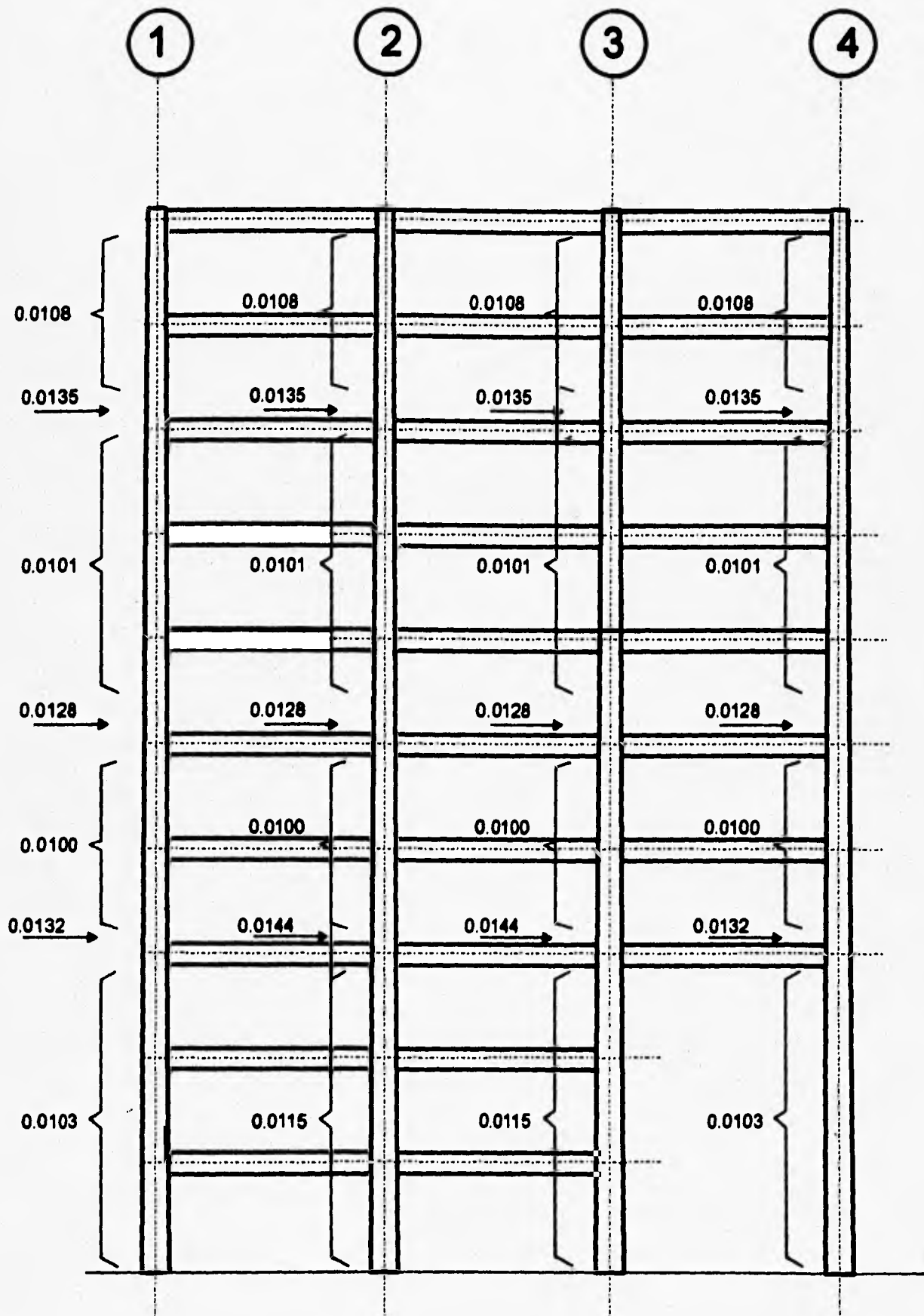


Fig 4.65 Porcentaje de Acero Longitudinal en Columnas, Segundo Modelo, $Q = 4.0$

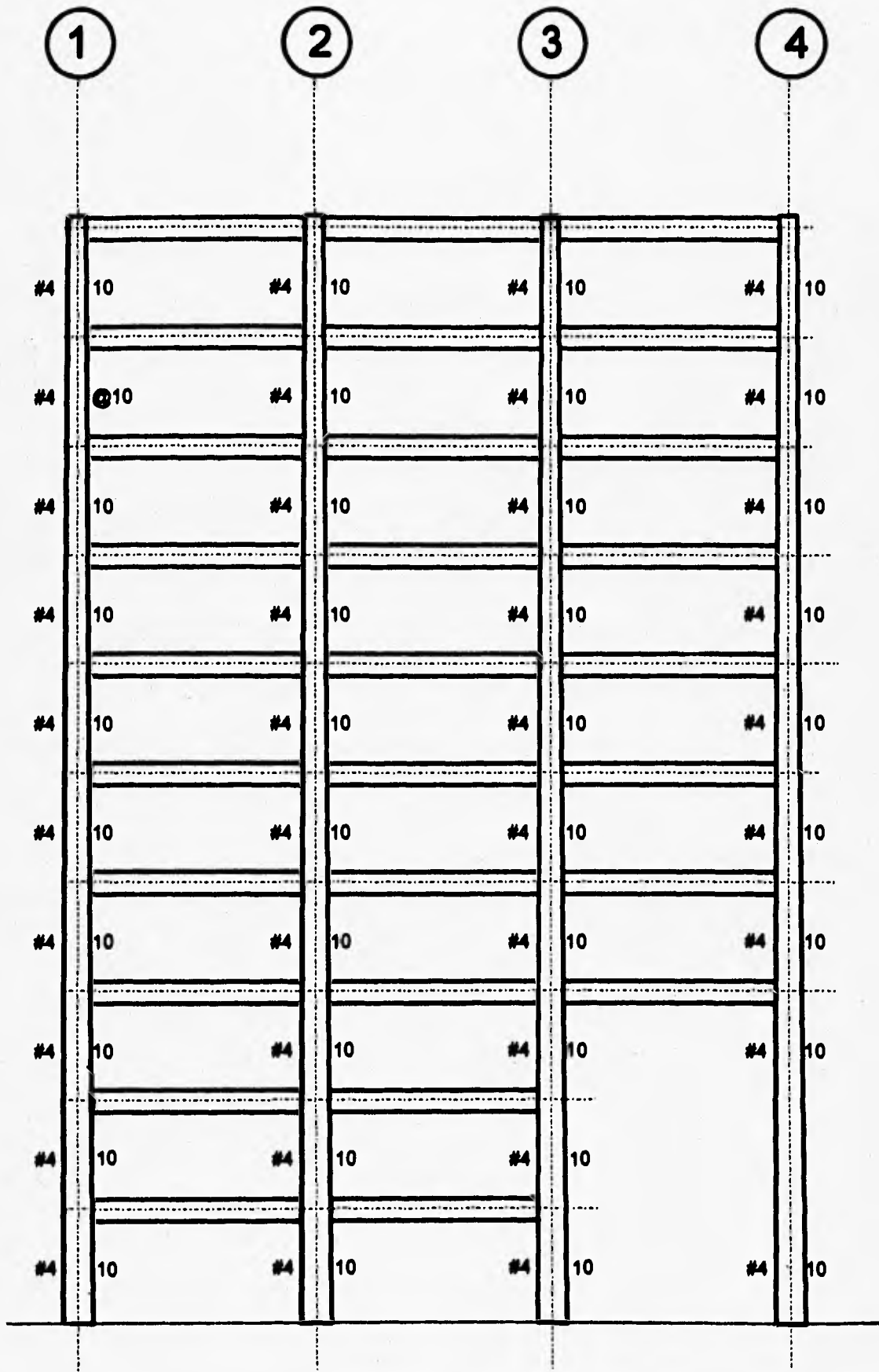


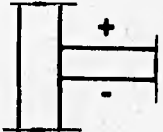
Fig 4.66 Distribución del Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Columnas, Segundo Modelo, Q = 4.0

1		2		3		4	
129.72	129.72			129.72			129.72
129.76	129.72			129.72			129.72
150.76	150.76			150.76			150.76
150.76	150.76			150.76			150.76
150.76	150.76			150.76			150.76
150.34	150.34			150.34			150.34
214.70	214.70			214.70			214.70
214.70	214.70			214.70			214.70
214.70	214.70			214.70			214.70
213.70	213.70			213.70			213.70
240.40	240.40			240.40			
240.40	240.40			240.40			240.38
240.40	240.40			240.40			

V_R / F_R

Fig 4.67 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Columnas (t), Segundo Modelo, Q = 4.0

①		②		③		④	
0.55		0.83		0.83		0.55	
45.66	41.19	46.11	46.11	41.19	45.66		
9.83	14.32	13.89	13.89	14.32	9.83		
65.84	59.28	65.09	65.09	59.28	65.84		
42.02	48.25	47.00	47.00	48.25	42.02		
100.67	90.12	97.99	97.99	90.12	100.67		
57.43	63.94	62.78	62.78	63.94	57.43		
116.42	105.96	113.78	113.78	105.96	116.42		
69.71	74.20	72.82	72.82	74.20	69.71		
126.99	117.65	123.94	123.94	117.65	126.99		
100.37	106.66	105.00	105.00	106.66	100.37		
160.17	147.75	155.99	155.99	147.75	160.17		
101.92	106.73	105.35	105.35	106.73	101.92		
159.94	149.54	156.46	156.46	149.54	159.94		
137.71	145.42	145.04	145.04	145.42	137.71		
197.74	186.14	195.58	195.58	186.14	197.74		
164.90	168.86	152.62	152.62	168.86	164.90		
216.49	205.70	203.71	203.71	205.70	216.49		



SIGNOS DE
LOS MOMENTOS
FLEXIONANTES

**Fig 4.68 Momentos Flexionantes Ultimos en Traves (t-m),
Tercer Modelo, $Q = 2.0$**

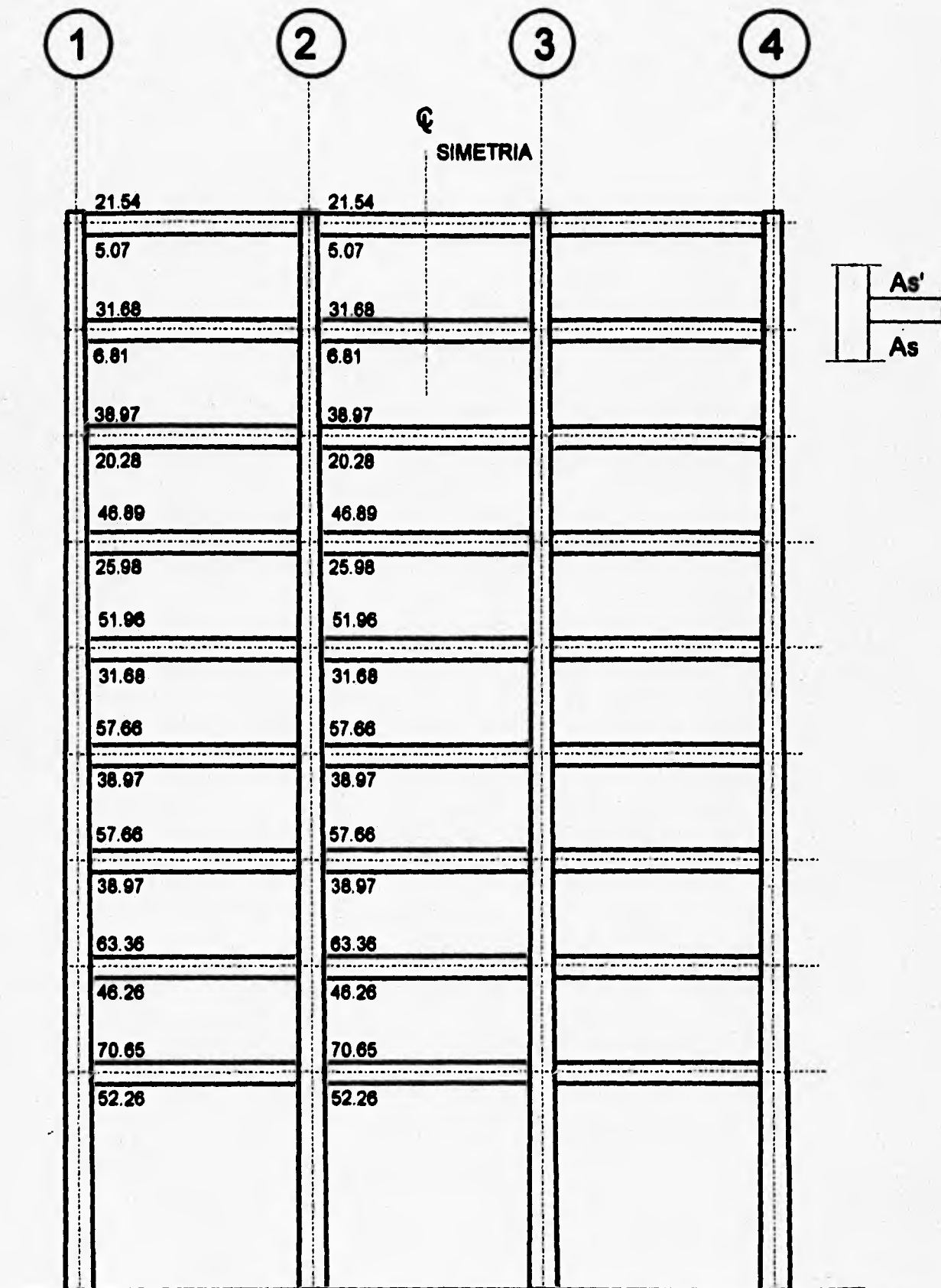


Fig 4.69 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Extremos de Trabes (cm²), Tercer Modelo, Q = 2.0

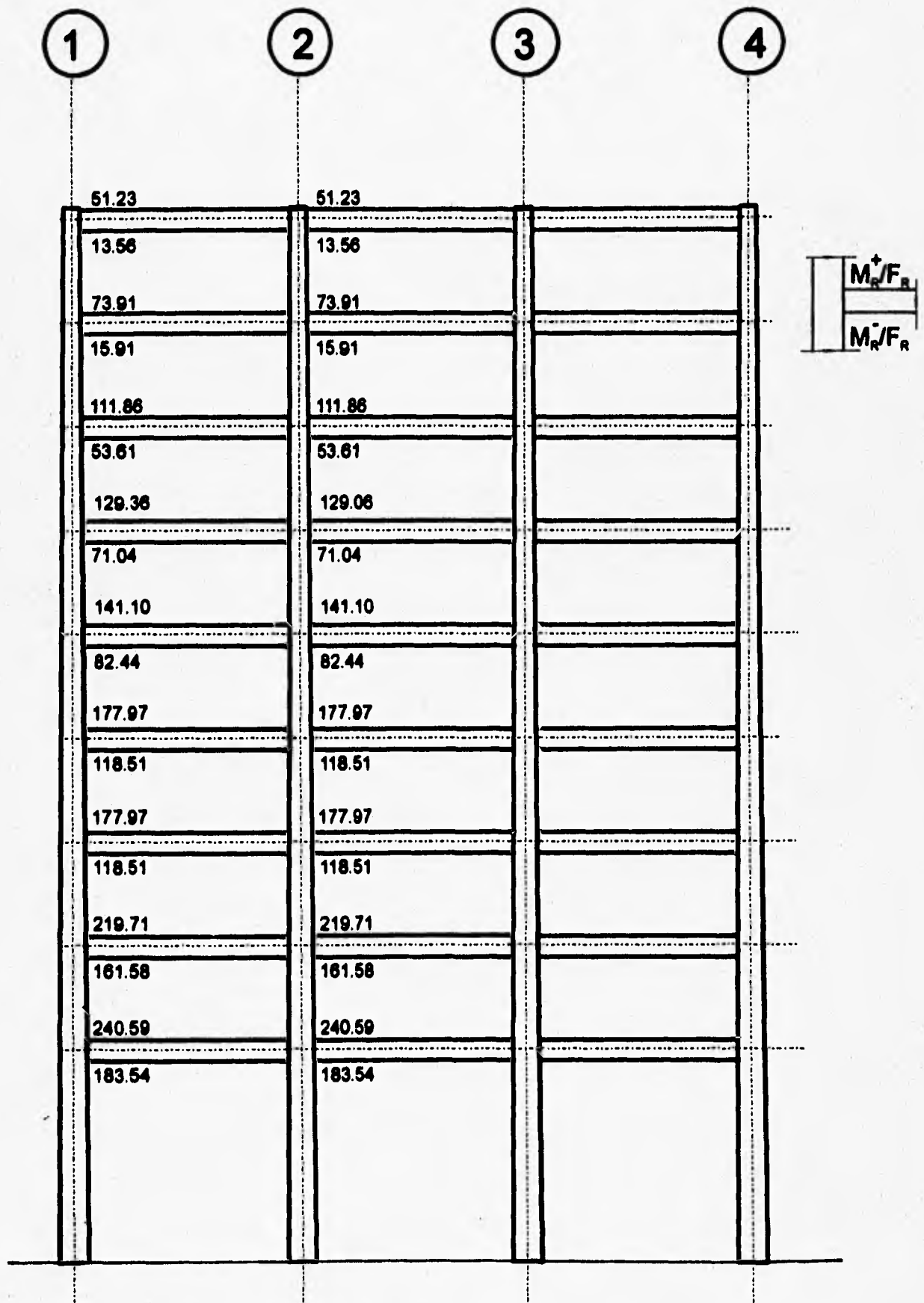


Fig 4.70 Momentos Resistentes Nominales en Extremos de Traves (cm²), Tercer Modelo, Q = 2.0

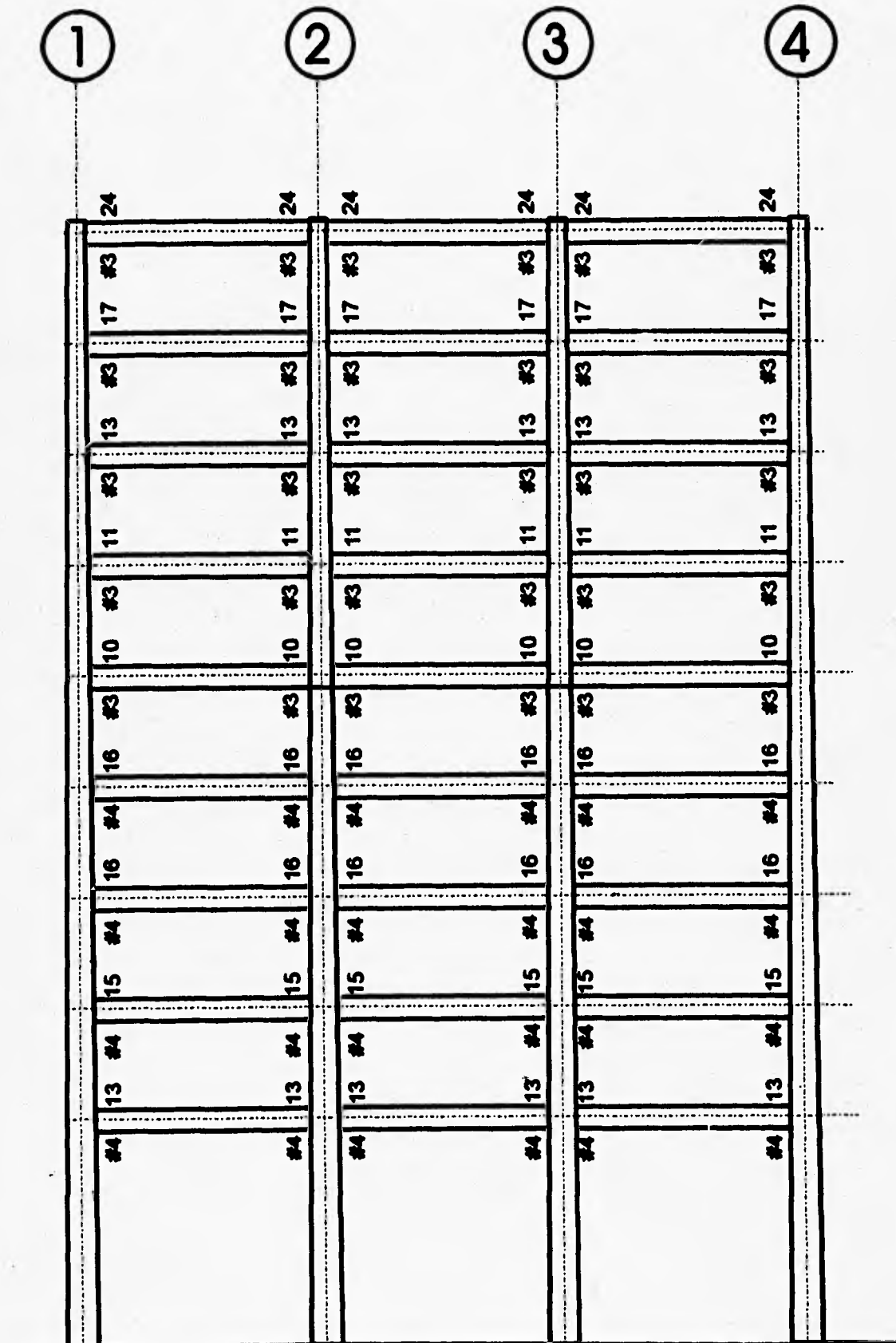


Fig 4.71 Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Trabes, Tercer Modelo, $Q = 2.0$

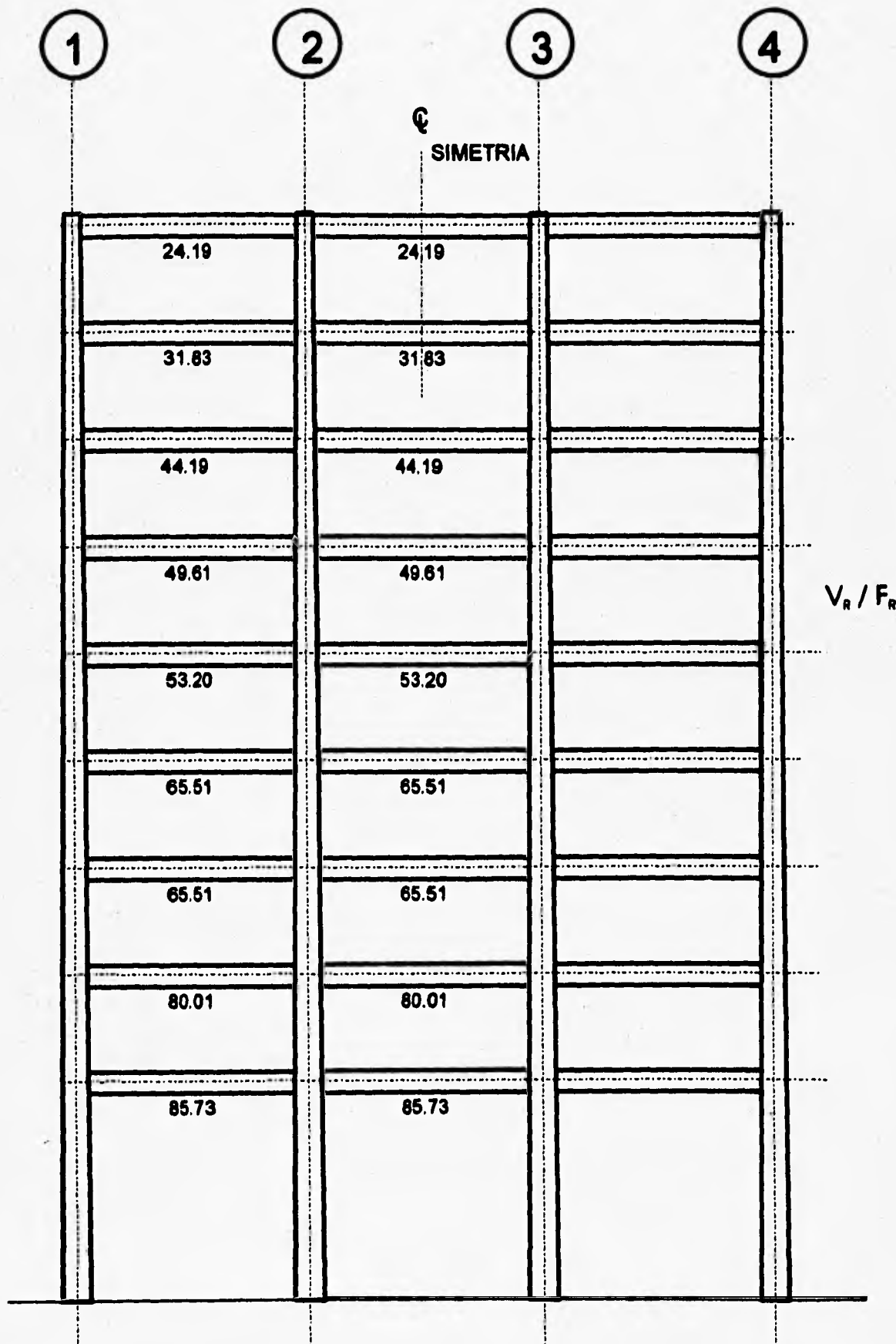


Fig 4.72 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Trabes (t), Tercer Modelo, Q = 2.0

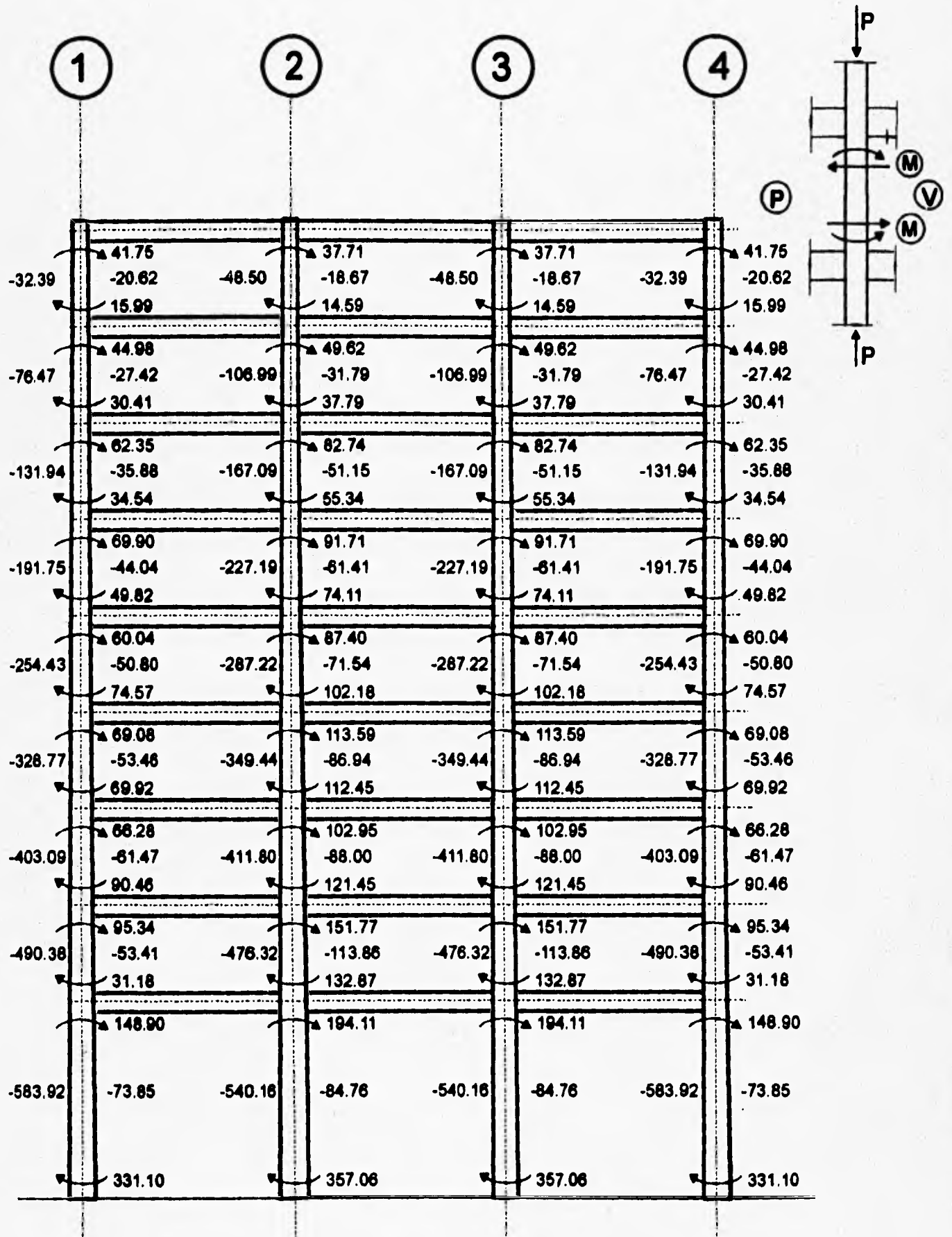
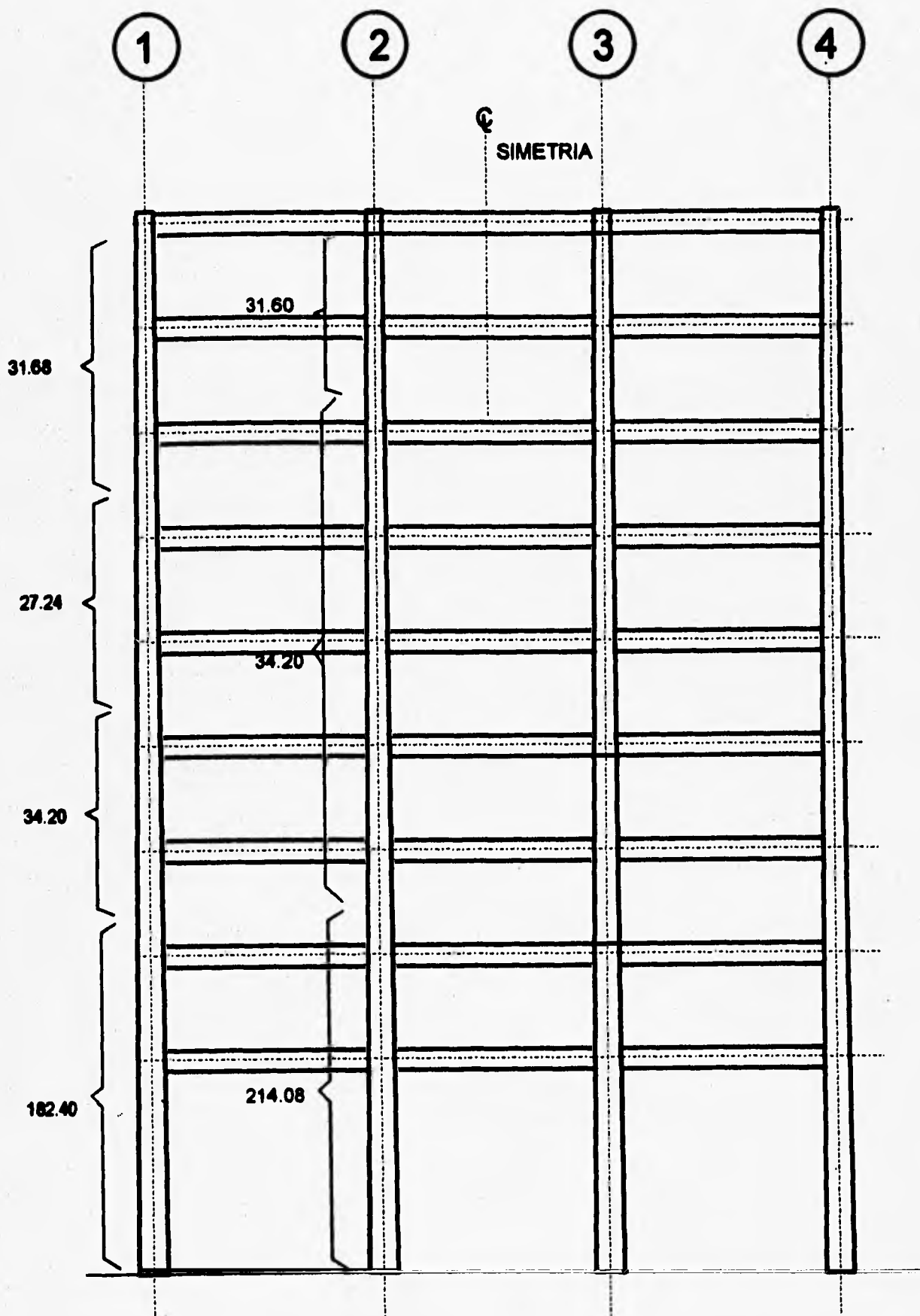


Fig 4.73 Elementos Mecánicos Ultimos en Columnas (t, t-m), Tercer Modelo, $Q = 2.0$



**Fig 4.74 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Columnas (cm²).
Tercer Modelo. Q = 2.0.**

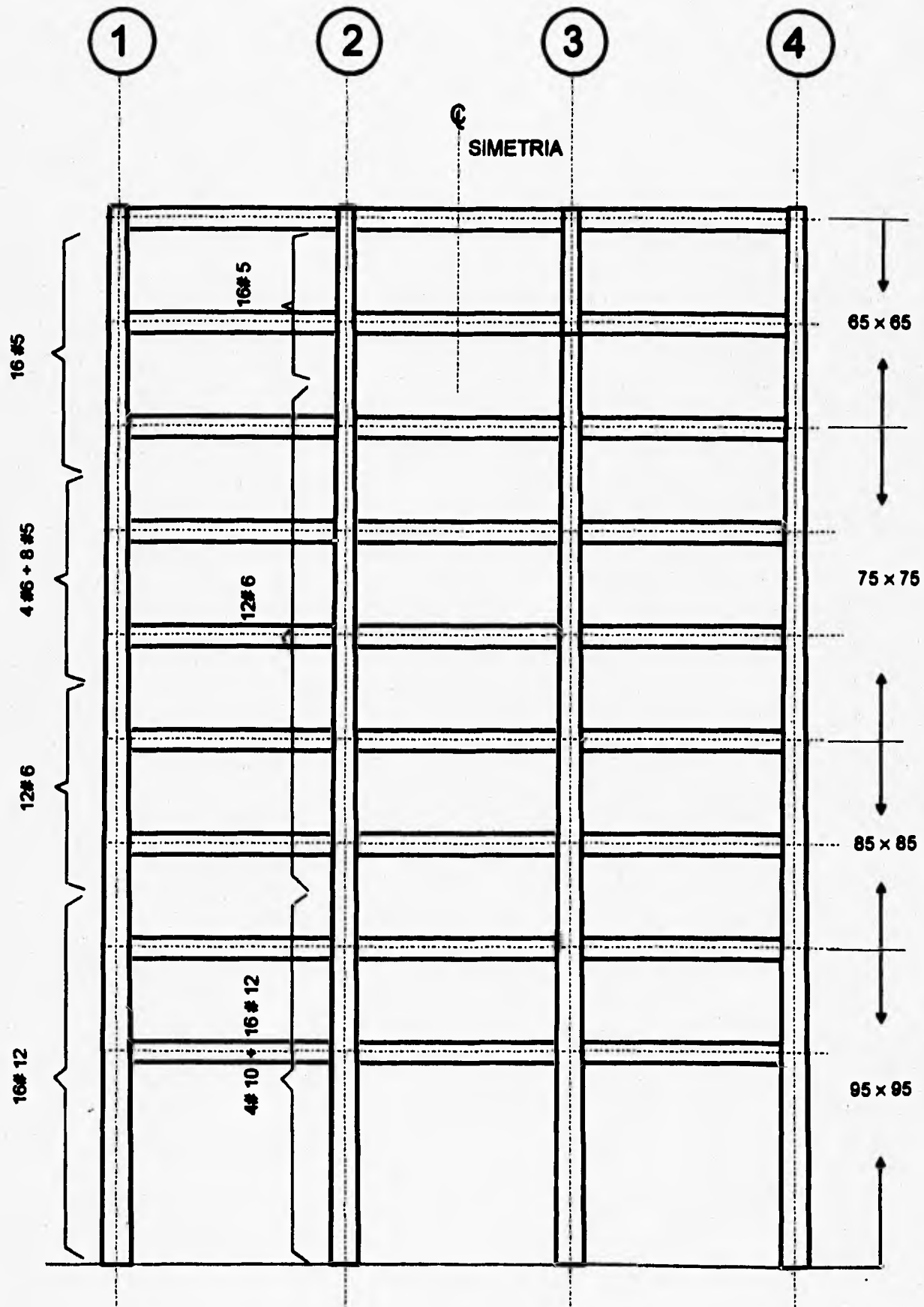


Fig 4.75 Distribución del Refuerzo Longitudinal en Columnas
Tercer Modelo. $Q = 2.0$.

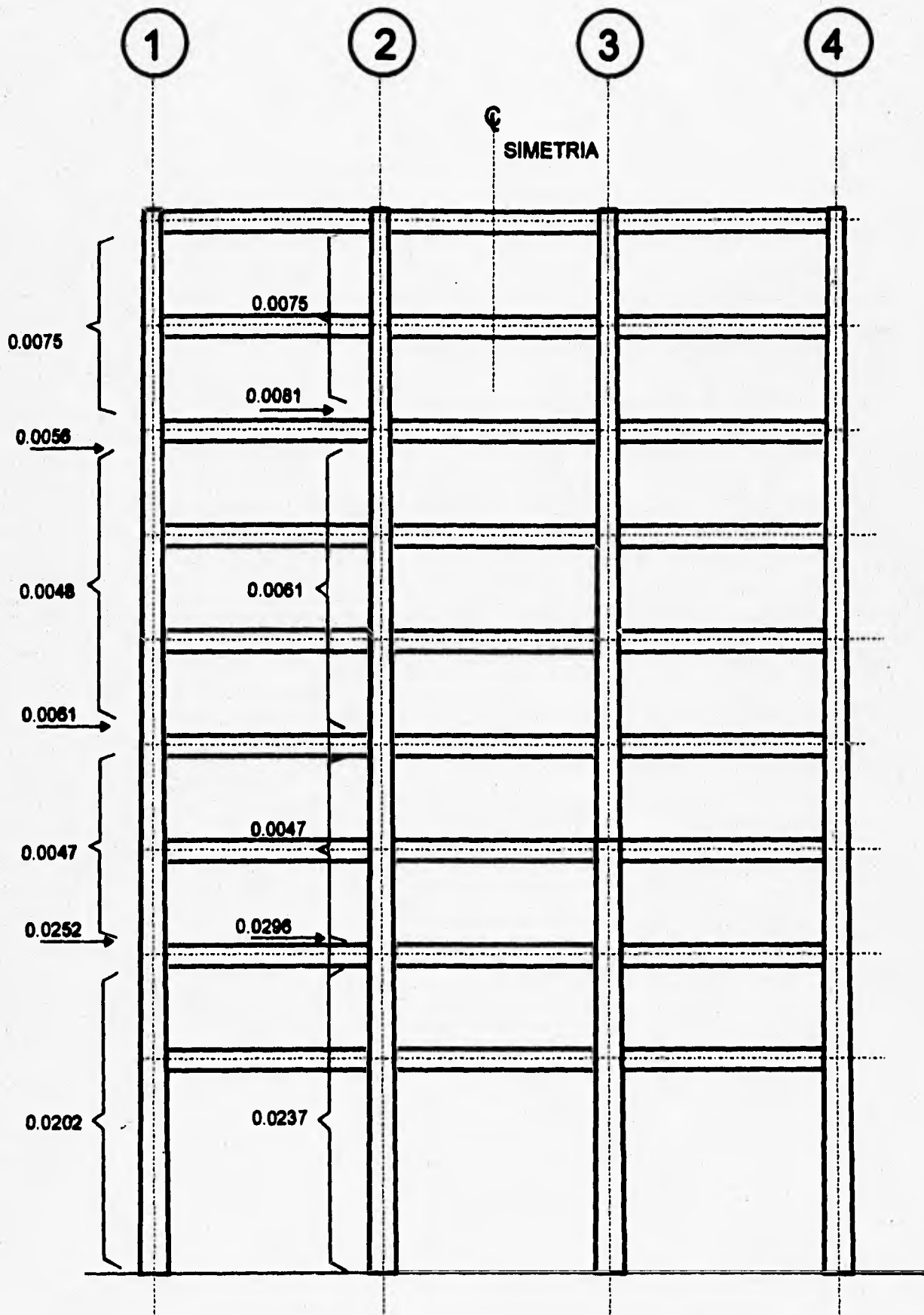


Fig 4.76 Porcentaje de Acero Longitudinal en Columnas Tercer Modelo. $Q = 2.0$.

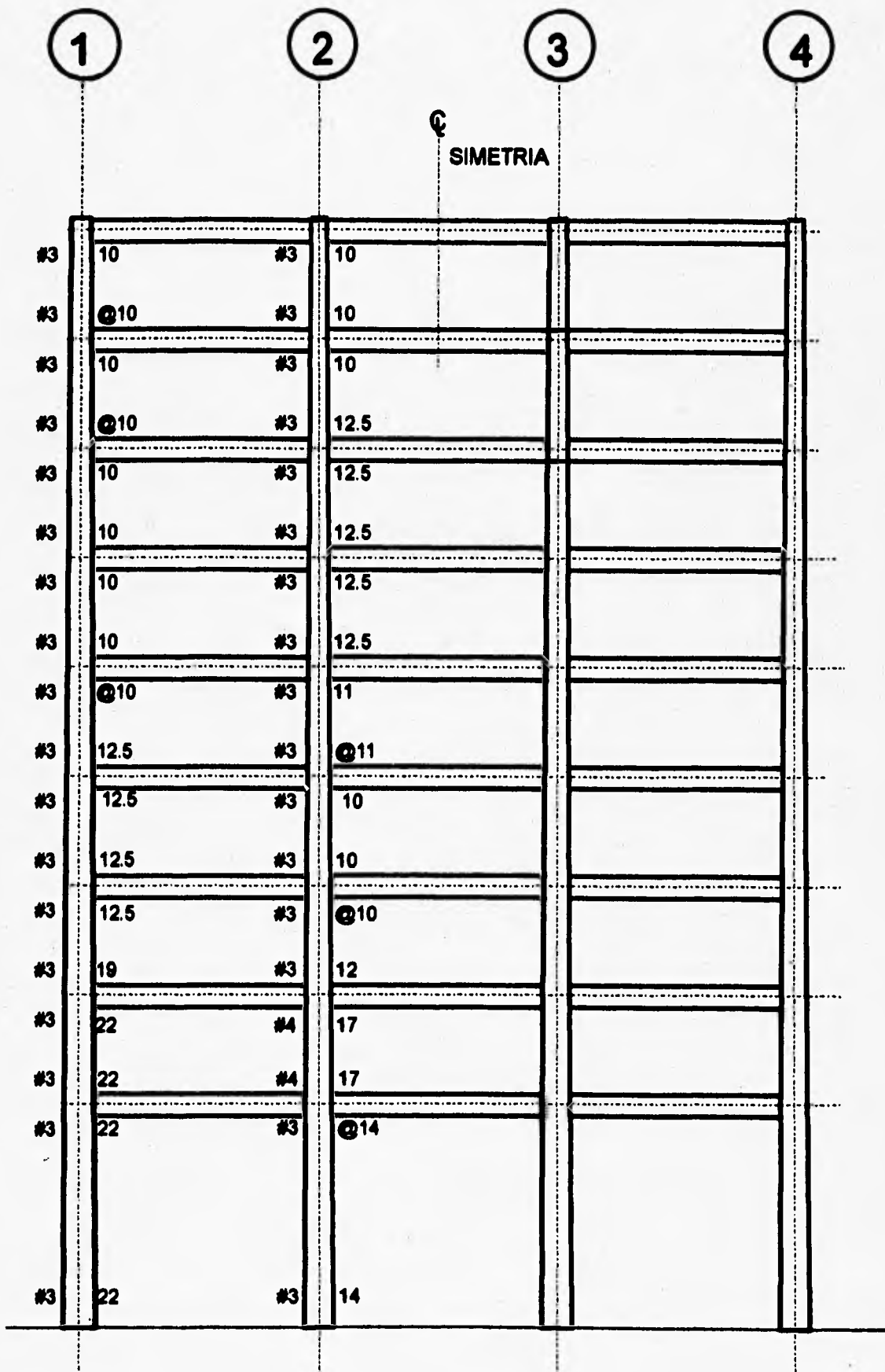


Fig 4.77 Refuerzo Transversal en Extremos Críticos de Columnas Tercer Modelo. Q = 2.0

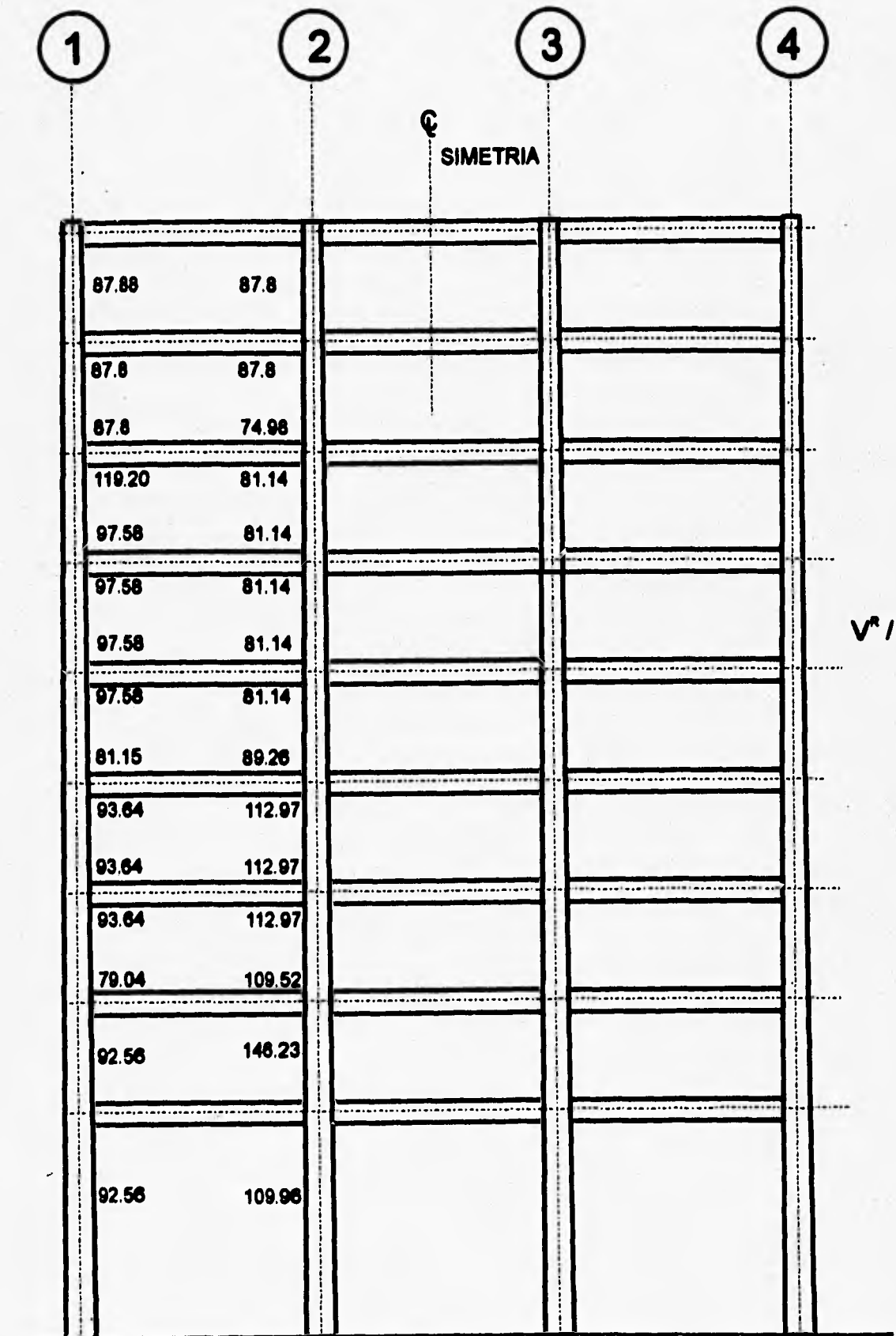
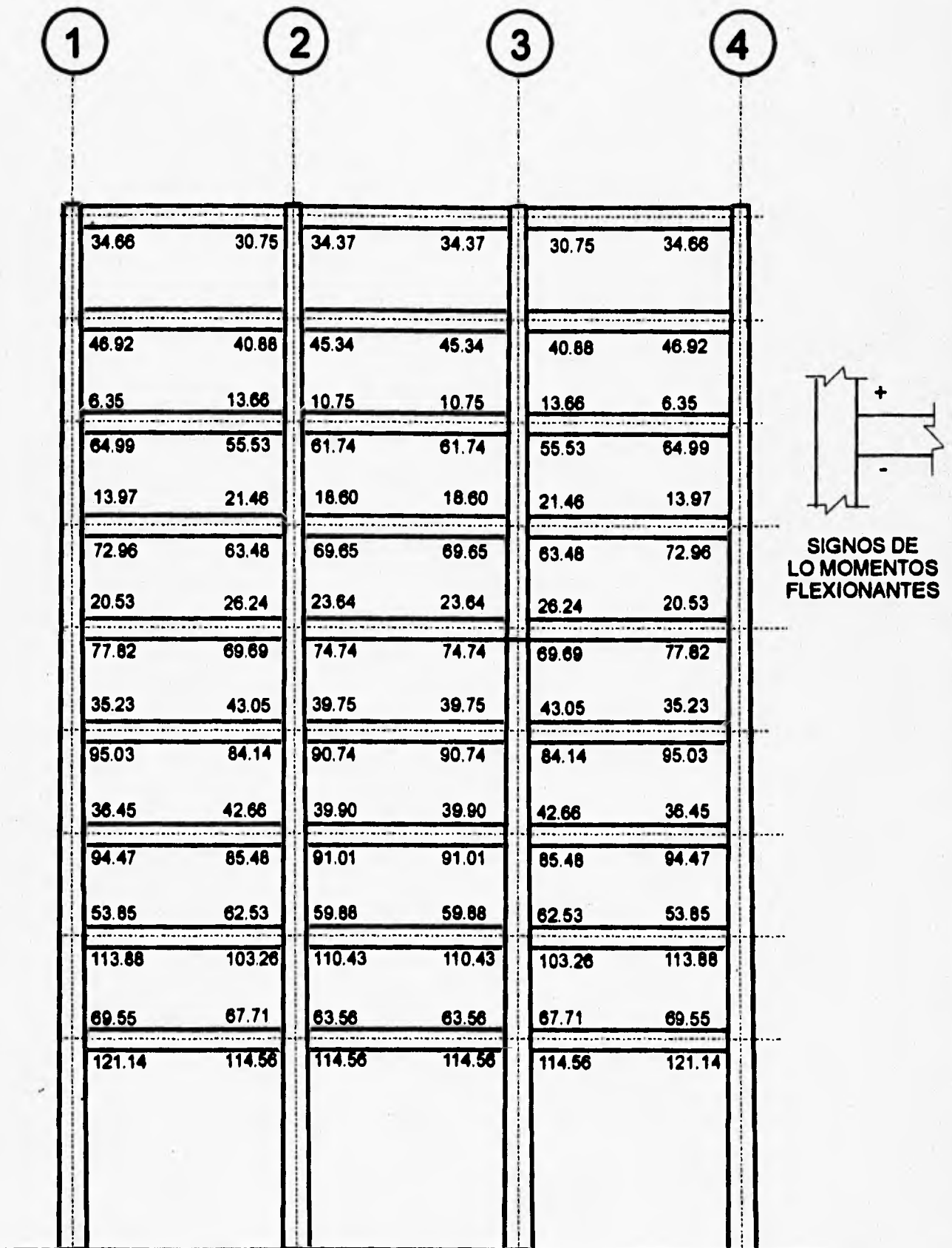


Fig 4.78 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Columnas (t) Tercer Modelo. Q = 2.0.



**Fig. 4.79 Momentos Mecanicos Ultimos en Trabes (t-m).
Tercer Modelo Q = 4.0**

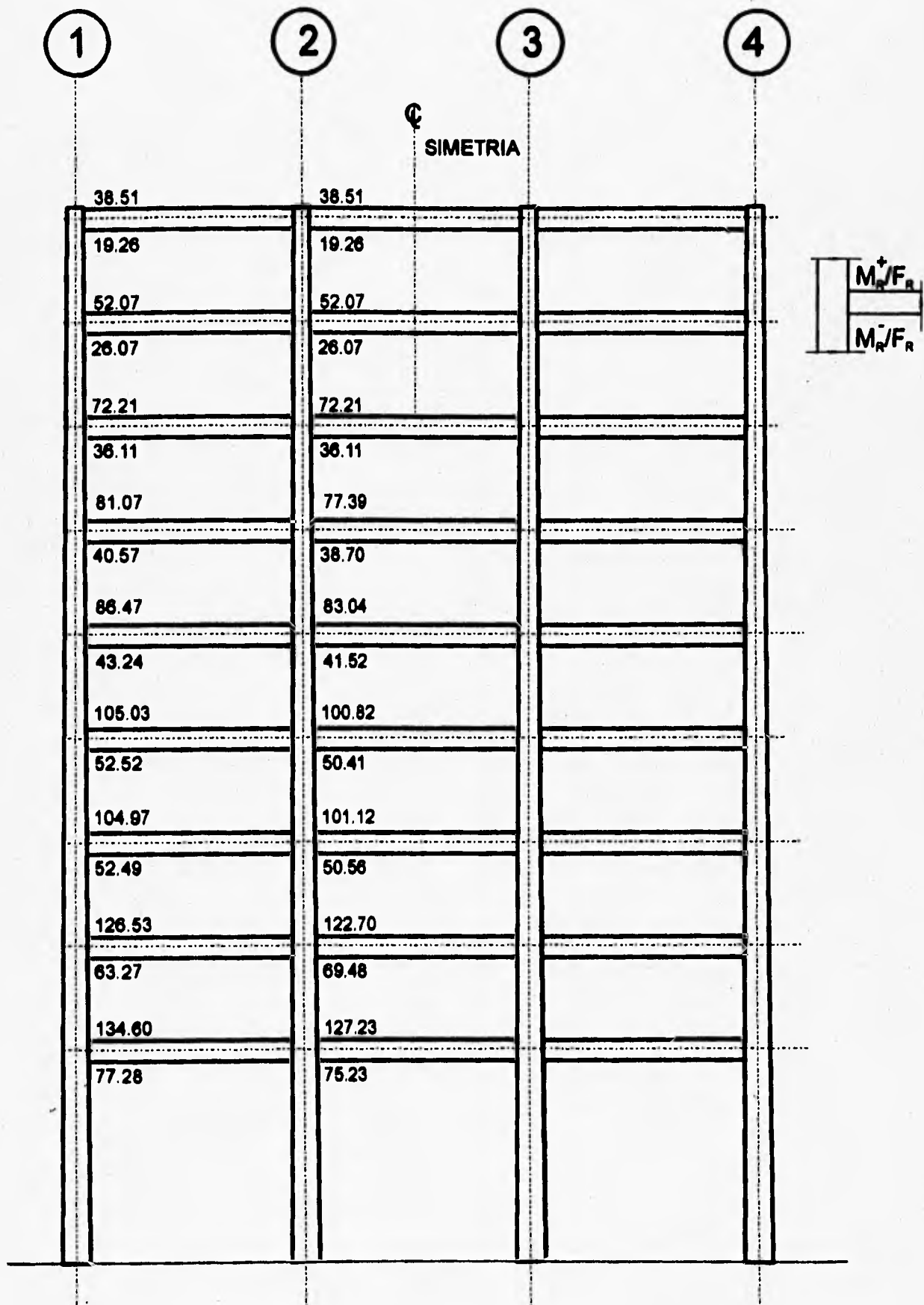


Fig 4.81 Momentos Resistentes Nominales en Extremos de Traves (t-m), Tercer Modelo, Q = 4.0

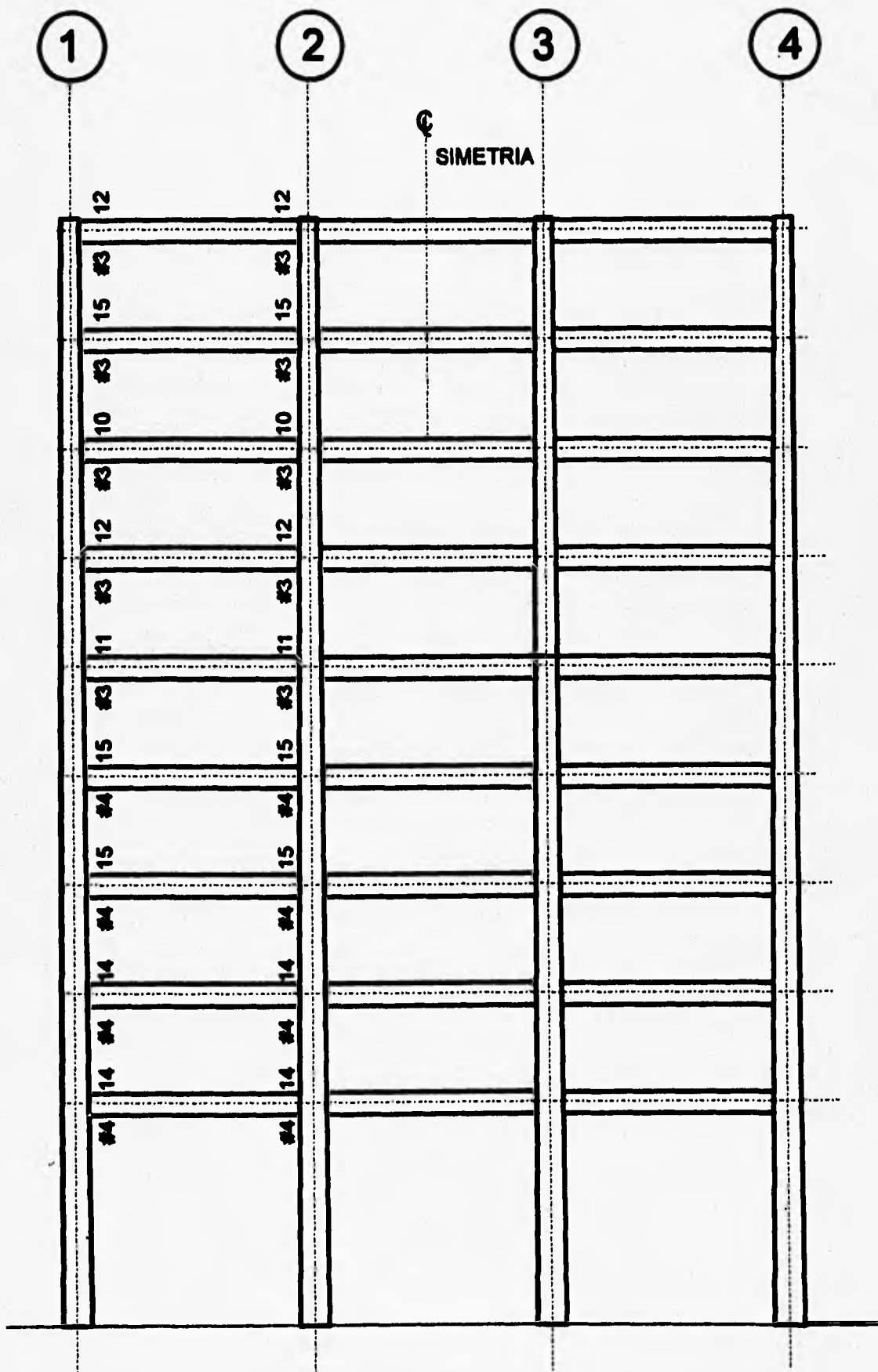


Fig 4.82 Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Trabes,
Tercer Modelo, $Q = 4.0$

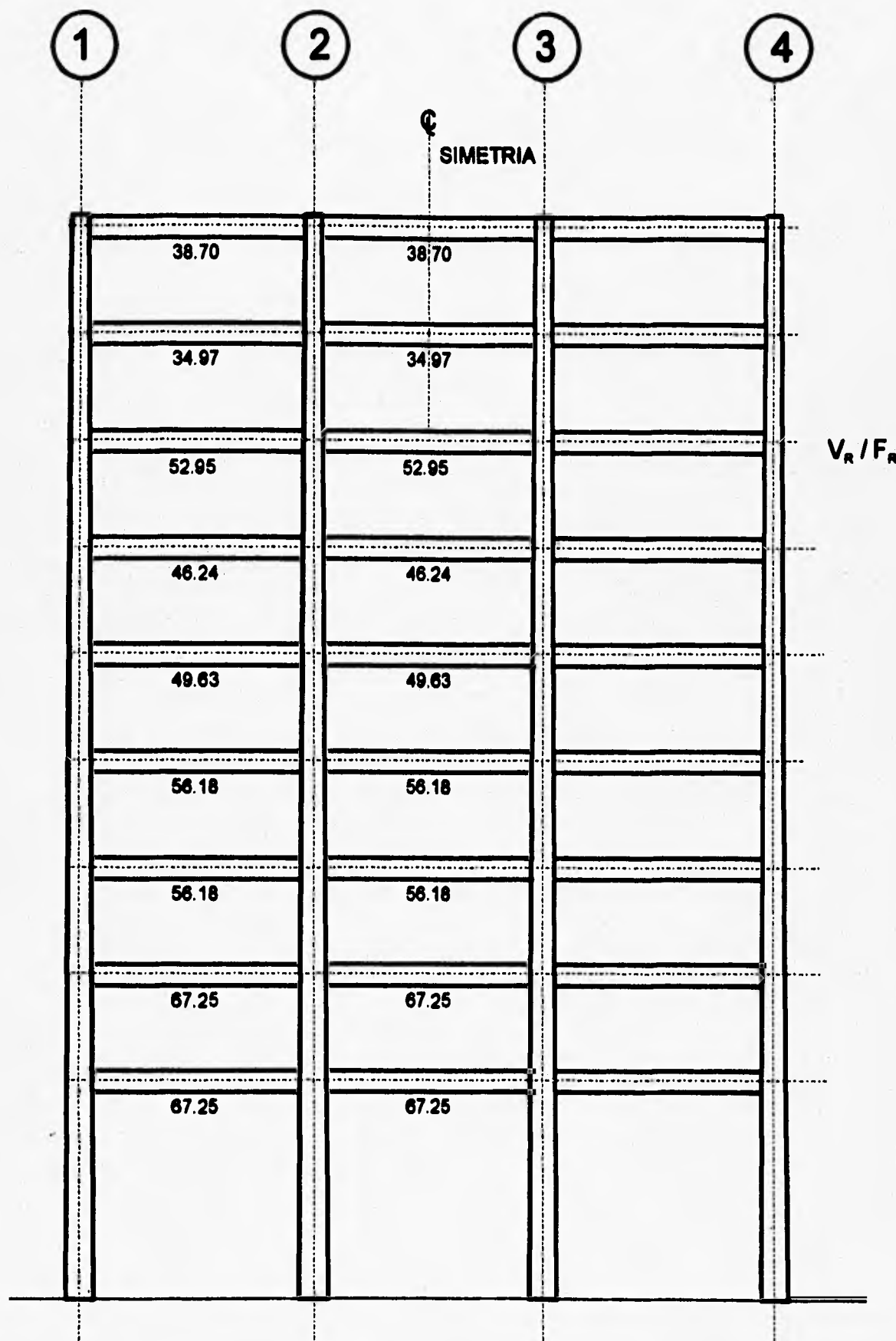


Fig 4.83 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Trabes (t), Tercer Modelo, $Q = 4.0$

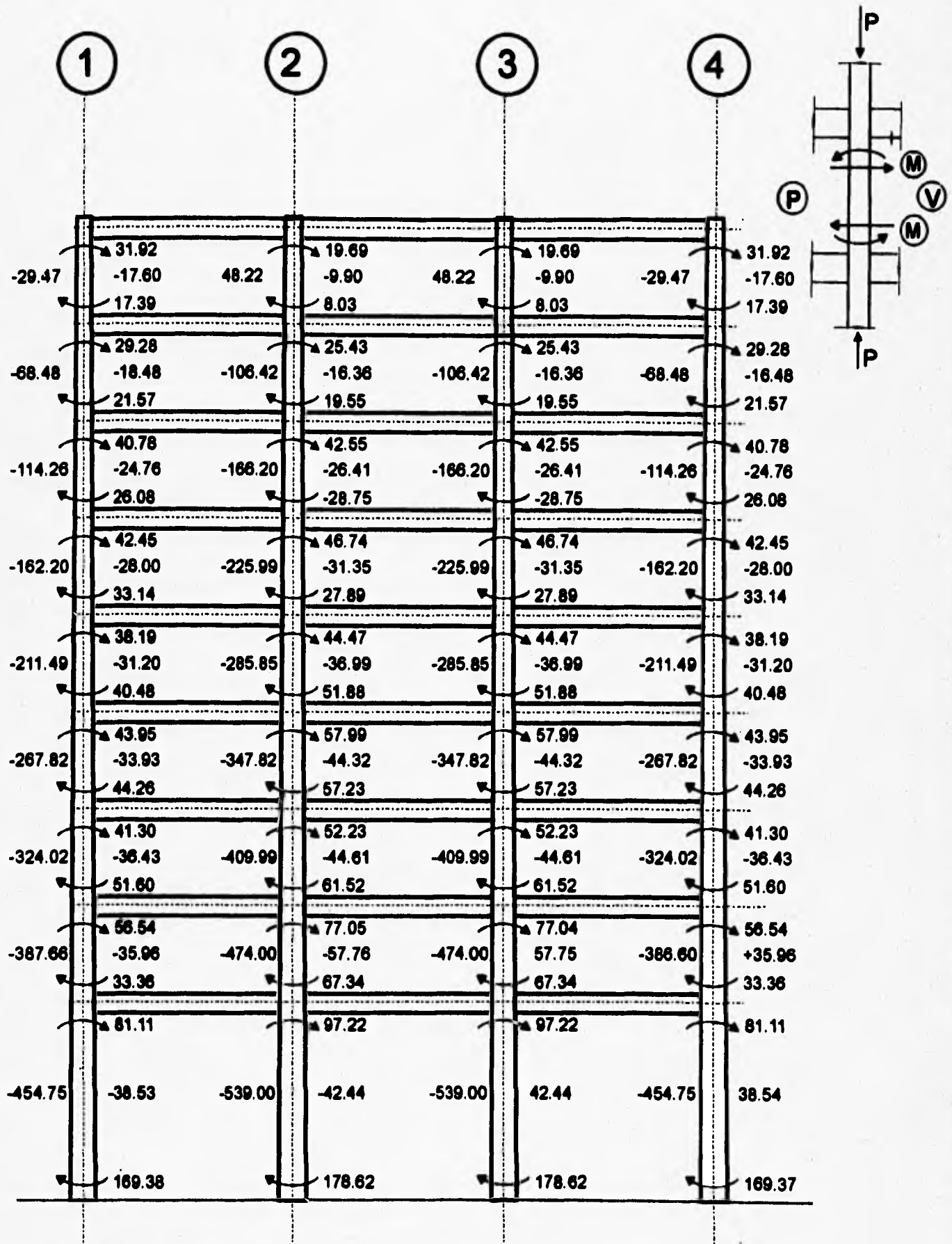


Fig 4.84 Elementos Mecánicos Últimos en Columnas (t, t-m), Tercer Modelo, $Q = 4.0$

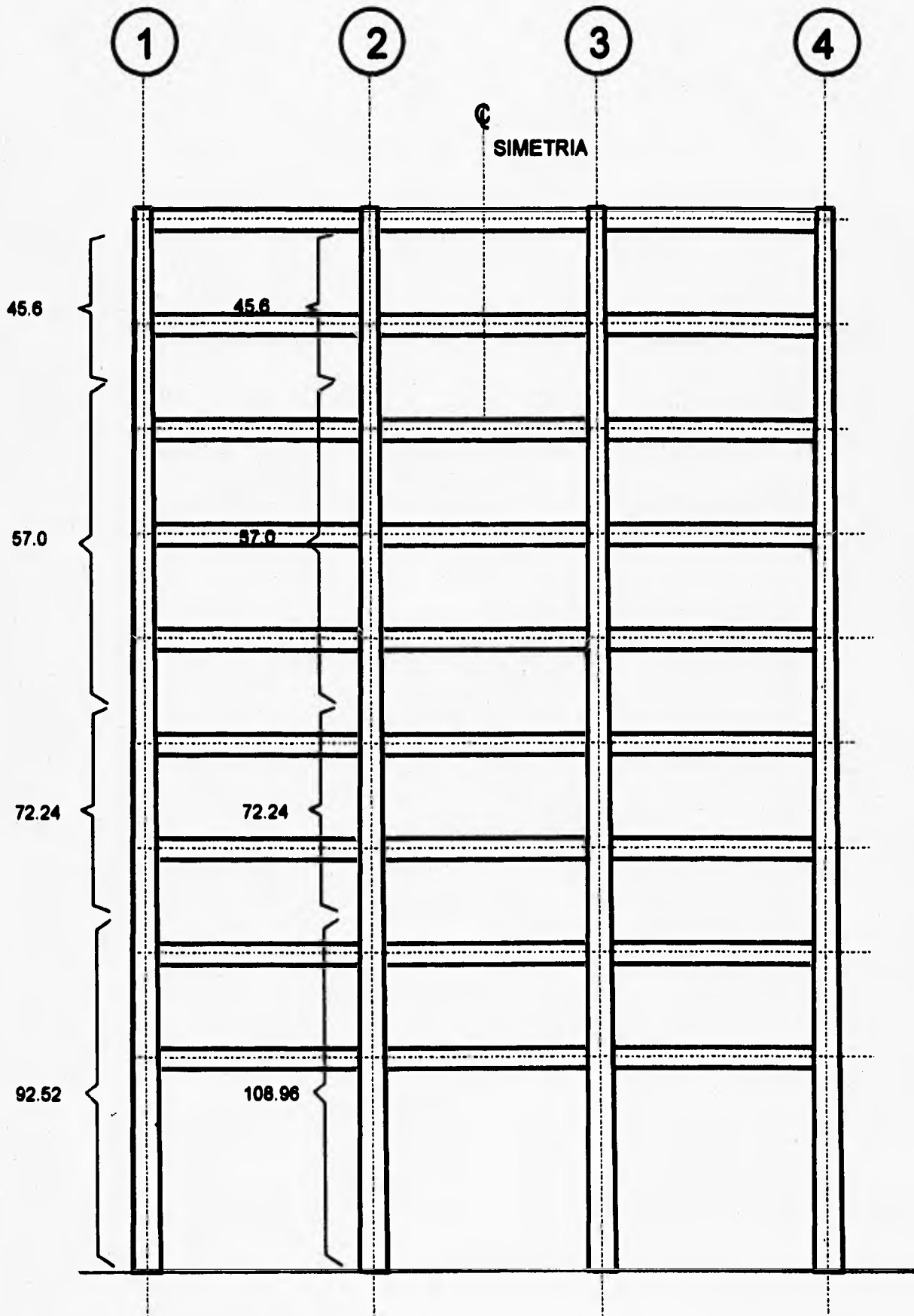


Fig 4.85 Areas Prácticas de Acero Longitudinal en Columnas (cm²), Tercer Modelo, Q = 4.0

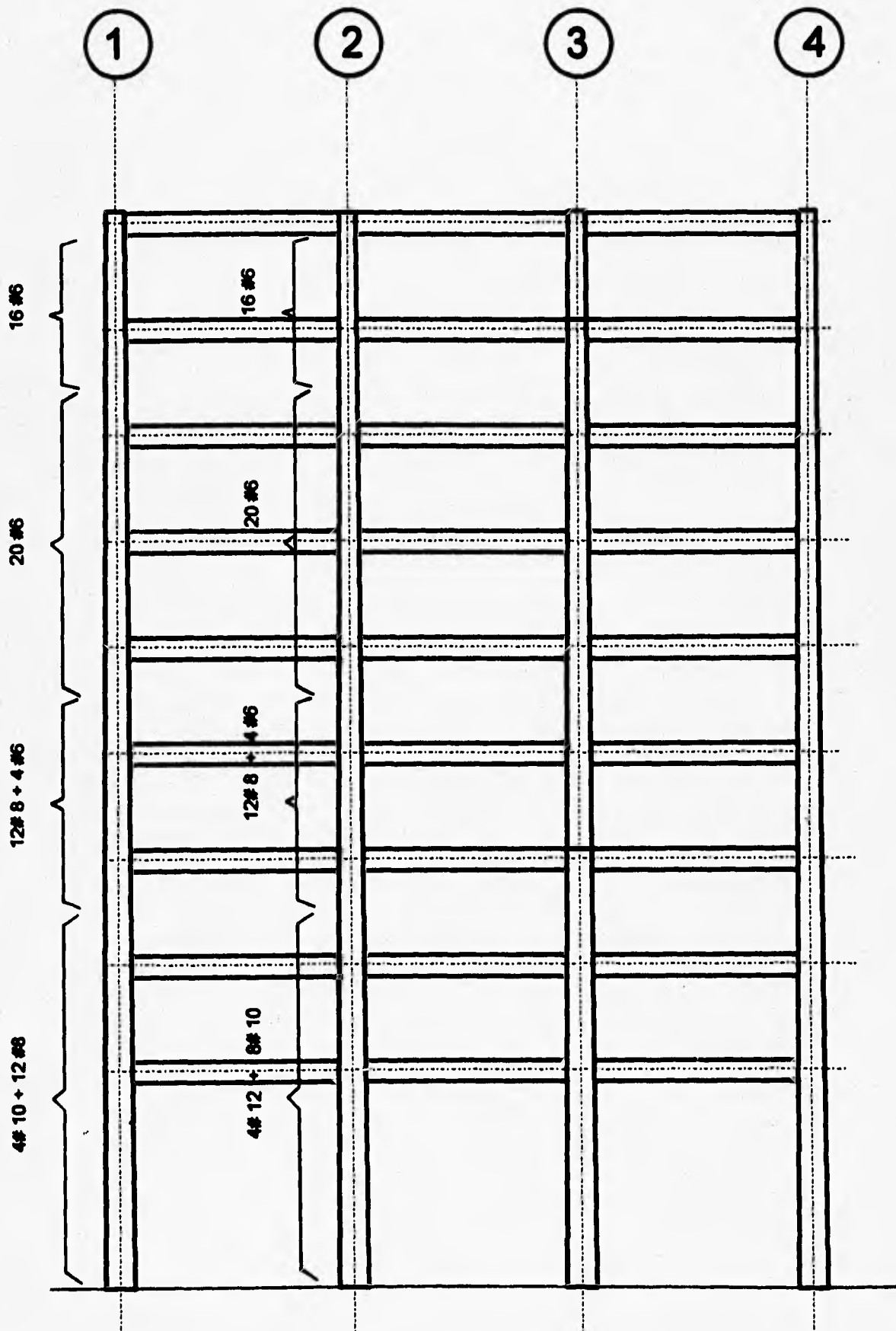


Fig 4.86 Distribución del Refuerzo Longitudinal en Columnas Tercer Modelo, $Q = 4.0$

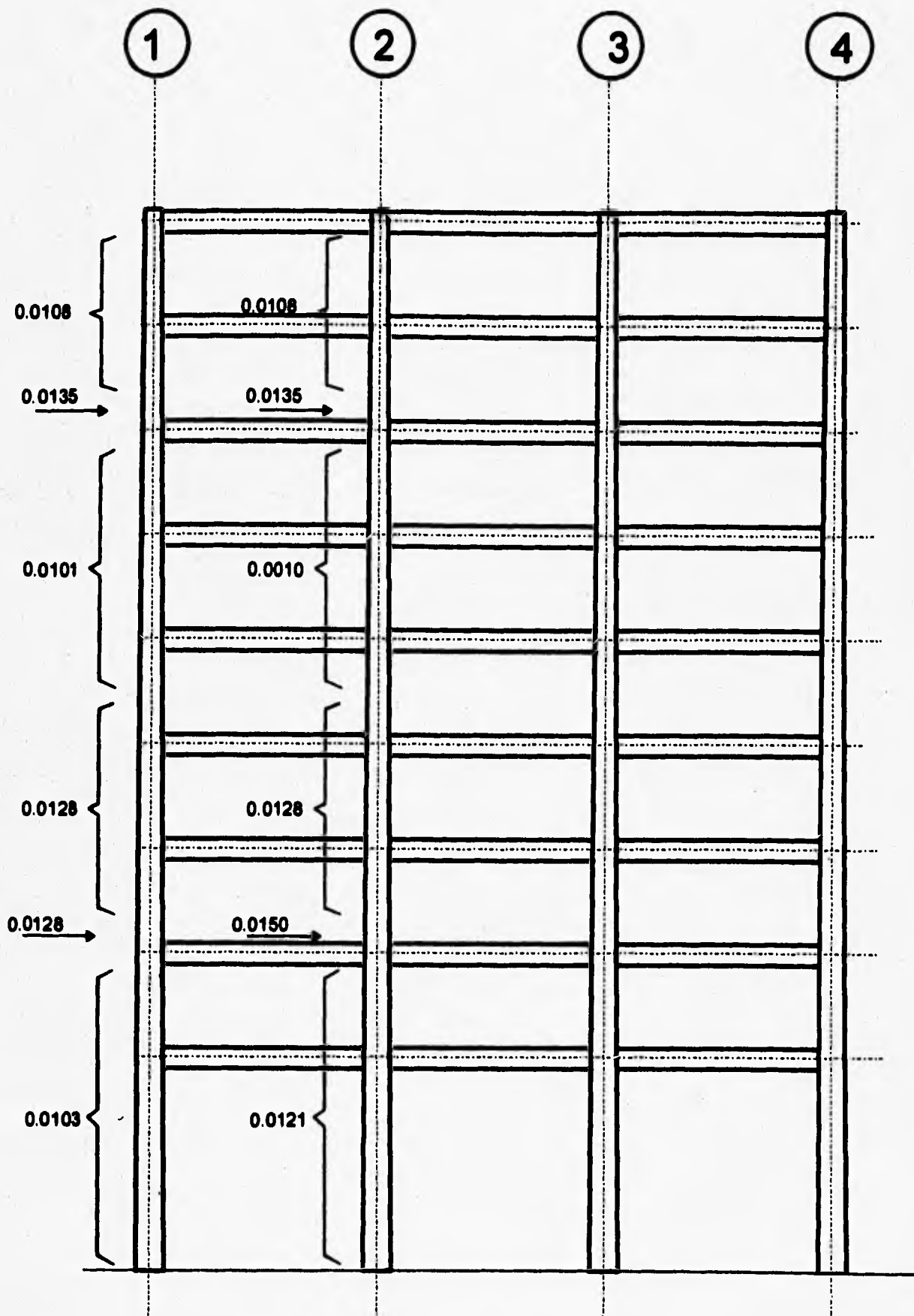


Fig 4.87 Porcentaje de Acero Longitudinal en Columnas, Tercer Modelo, $Q = 4.0$

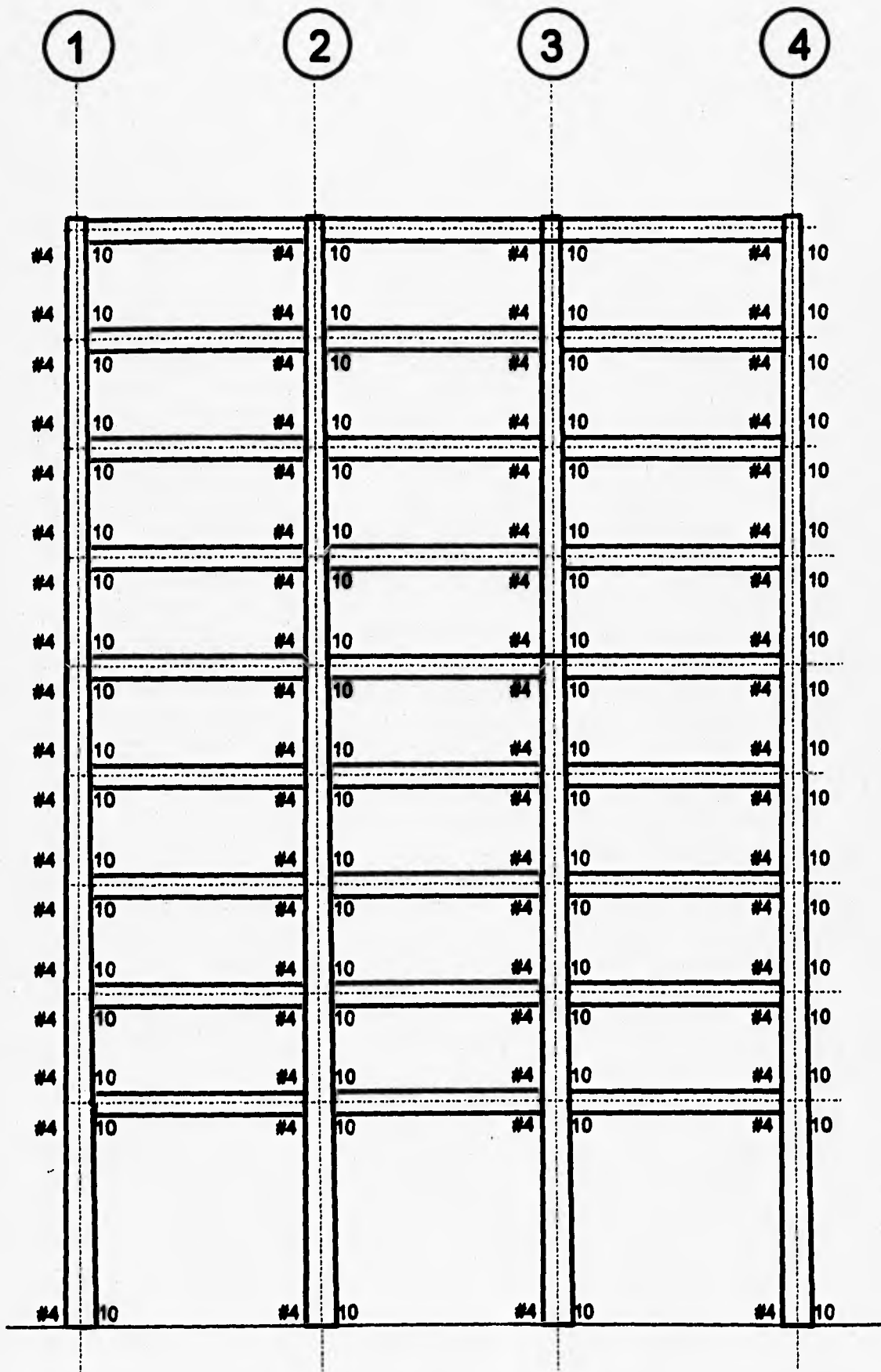


Fig 4.88 Refuerzo Transversal en Zonas Críticas de Columnas Tercer Modelo, $Q = 4.0$

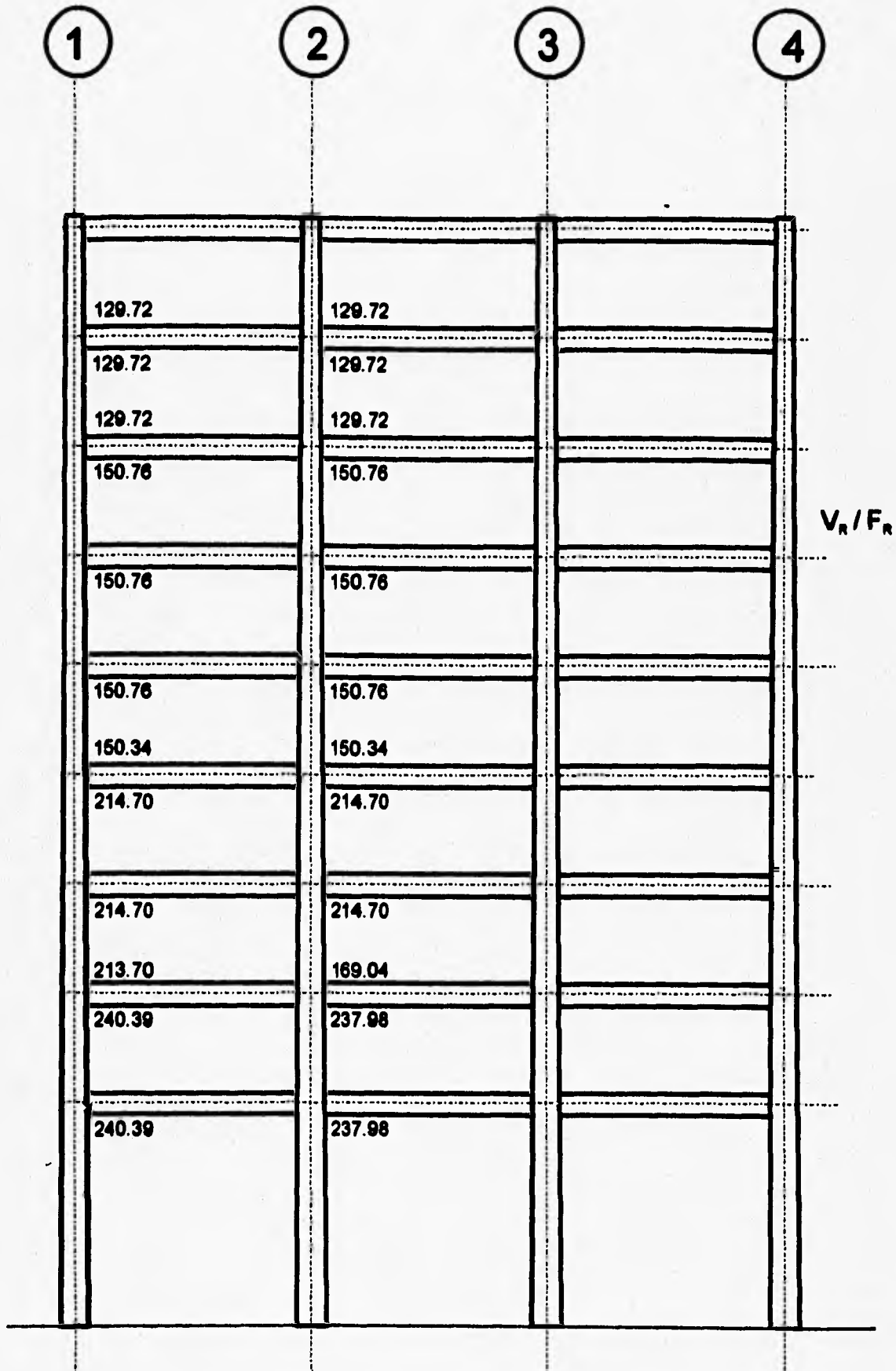


Fig. 4.89 Cortantes Resistentes Nominales en Zonas Críticas de Columnas (t), Tercer Modelo, Q = 4.0

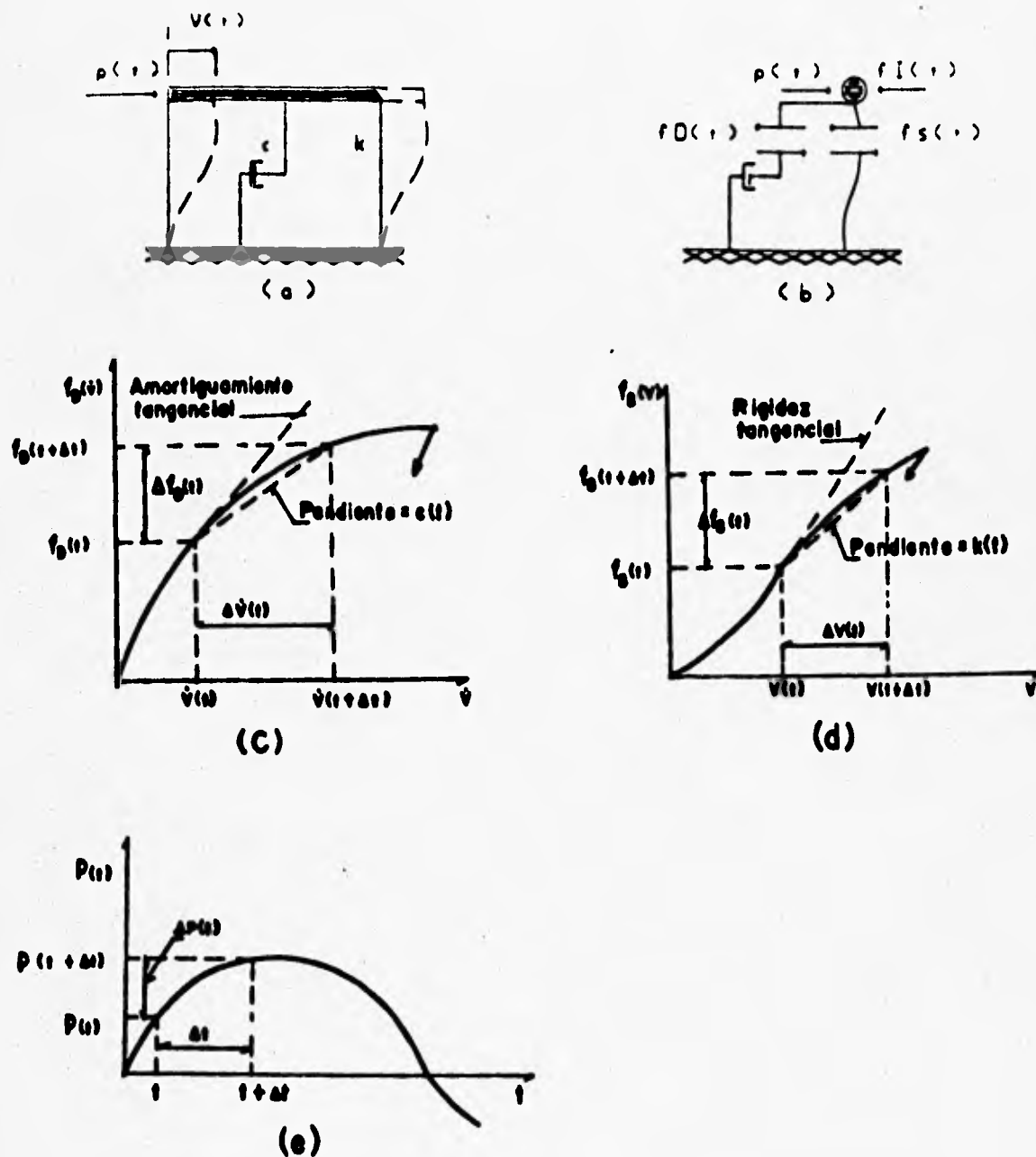


FIG 5.1 DEFINICION DEL SISTEMA DINAMICO NO LINEAL; (a) SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD PARA UNA ESTRUCTURA; (b) DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA EL EQUILIBRIO DE FUERZAS; (c) AMORTIGUAMIENTO NO LINEAL; (d) RIGIDEZ NO LINEAL; (e) CARGA APLICADA

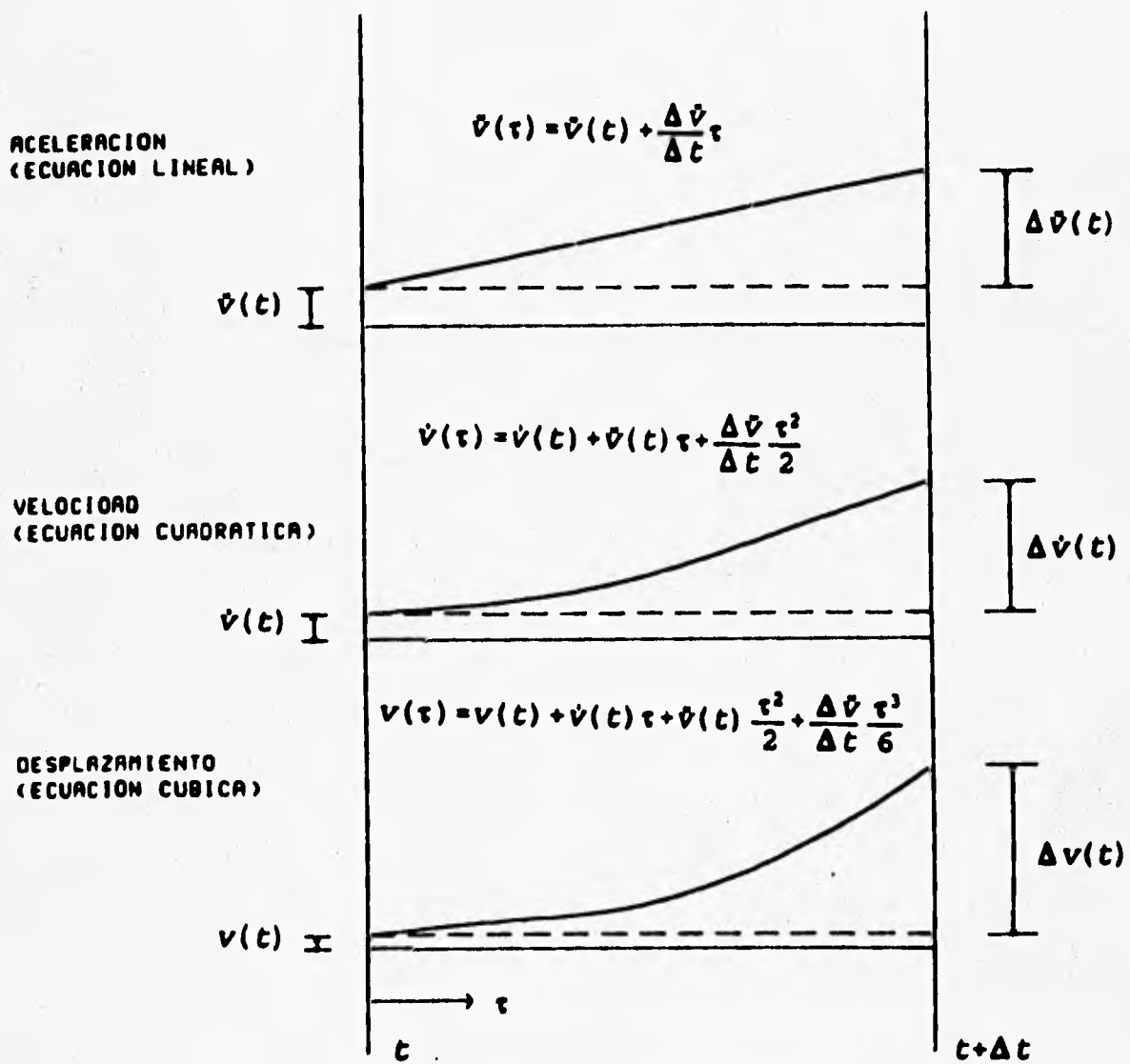
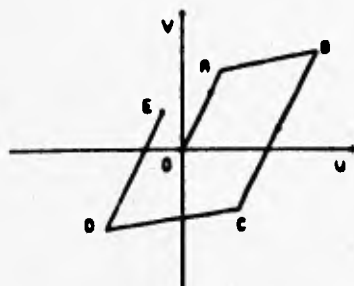
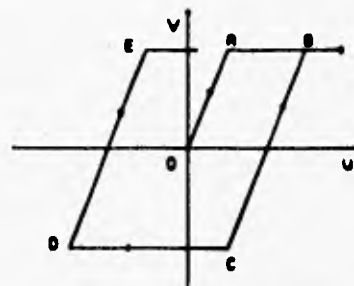


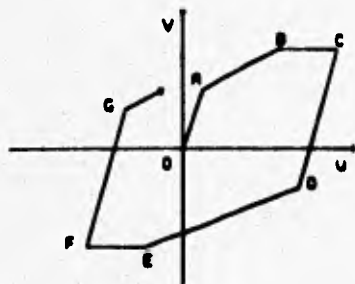
FIG 5.2 MOVIMIENTO DEL SISTEMA DURANTE EL INCREMENTO DE TIEMPO (BASADO EN LA ACELERACION LINEAL)



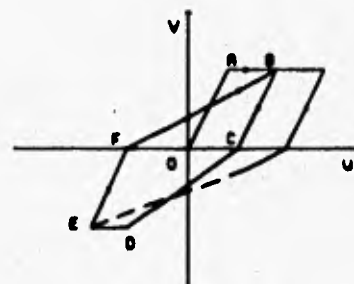
a) MODELO ELASTO-PLASTICO BILINEAL



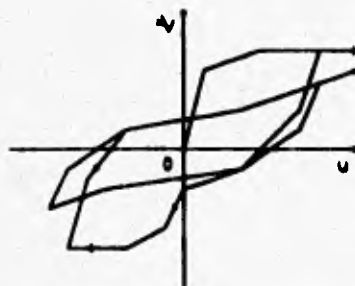
b) MODELO ELASTO-PLASTICO PERFECTO SIN DETERIORO



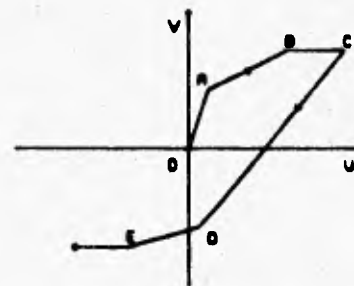
c) MODELO TRILINEAL



d) MODELO DEGRADANTE BILINEAL (POR CLOUGH Y JOHNSTON)



e) MODELO TRILINEAL CON DETERIOROS DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA



f) MODELO TRILINEAL DE DEGRADACION POR TAKEDA

FIG 5.3 DISTINTOS TIPOS DE COMPORTAMIENTOS HISTERETICOS

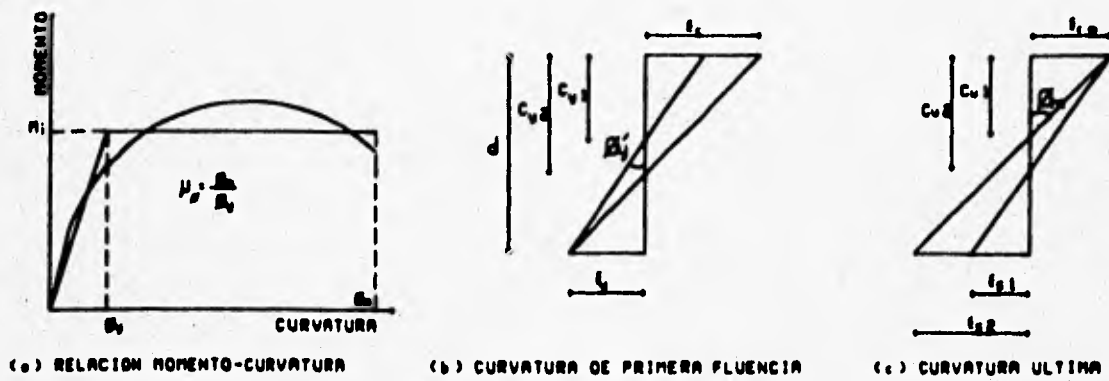


FIG 5.4 DEFINICION DE DUCTILIDAD DE CURVATURA

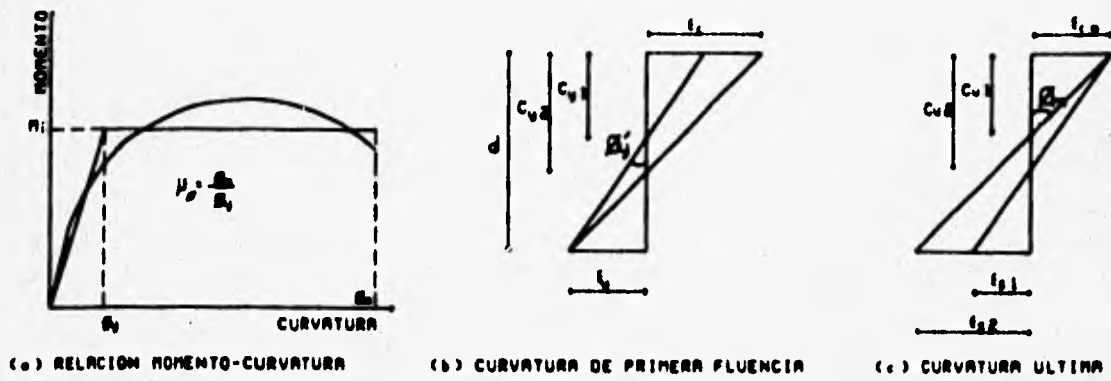
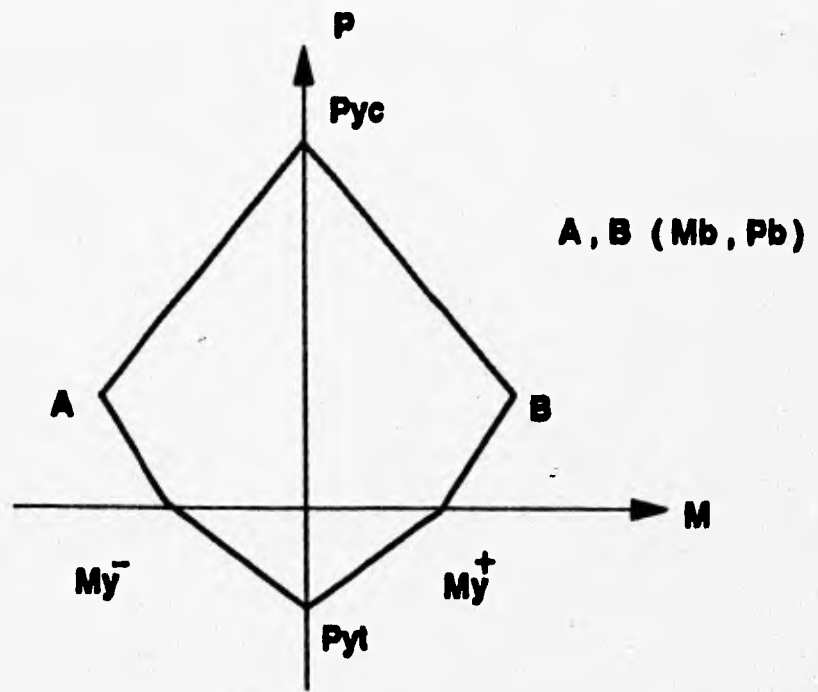
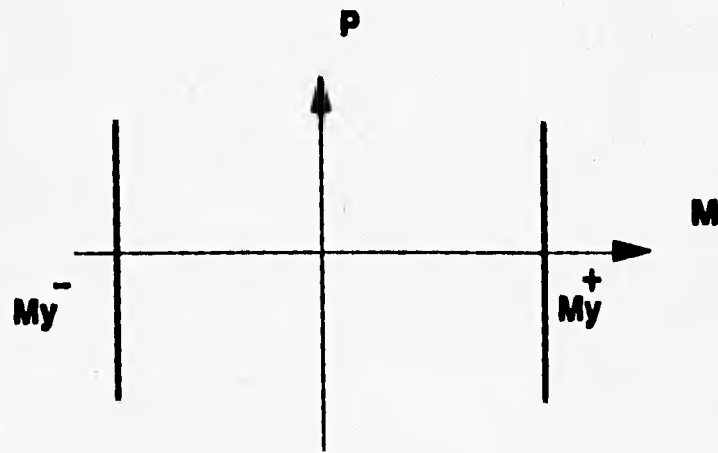


FIG 5.4 DEFINICION DE DUCTILIDAD DE CURVATURA



a) SUPERFICIE DE FLUENCIA EN COLUMNA



b) SUPERFICIE DE FLUENCIA EN VIGA

FIG 5.5 SUPERFICIES DE FLUENCIA PARA COLUMNAS Y VIGAS

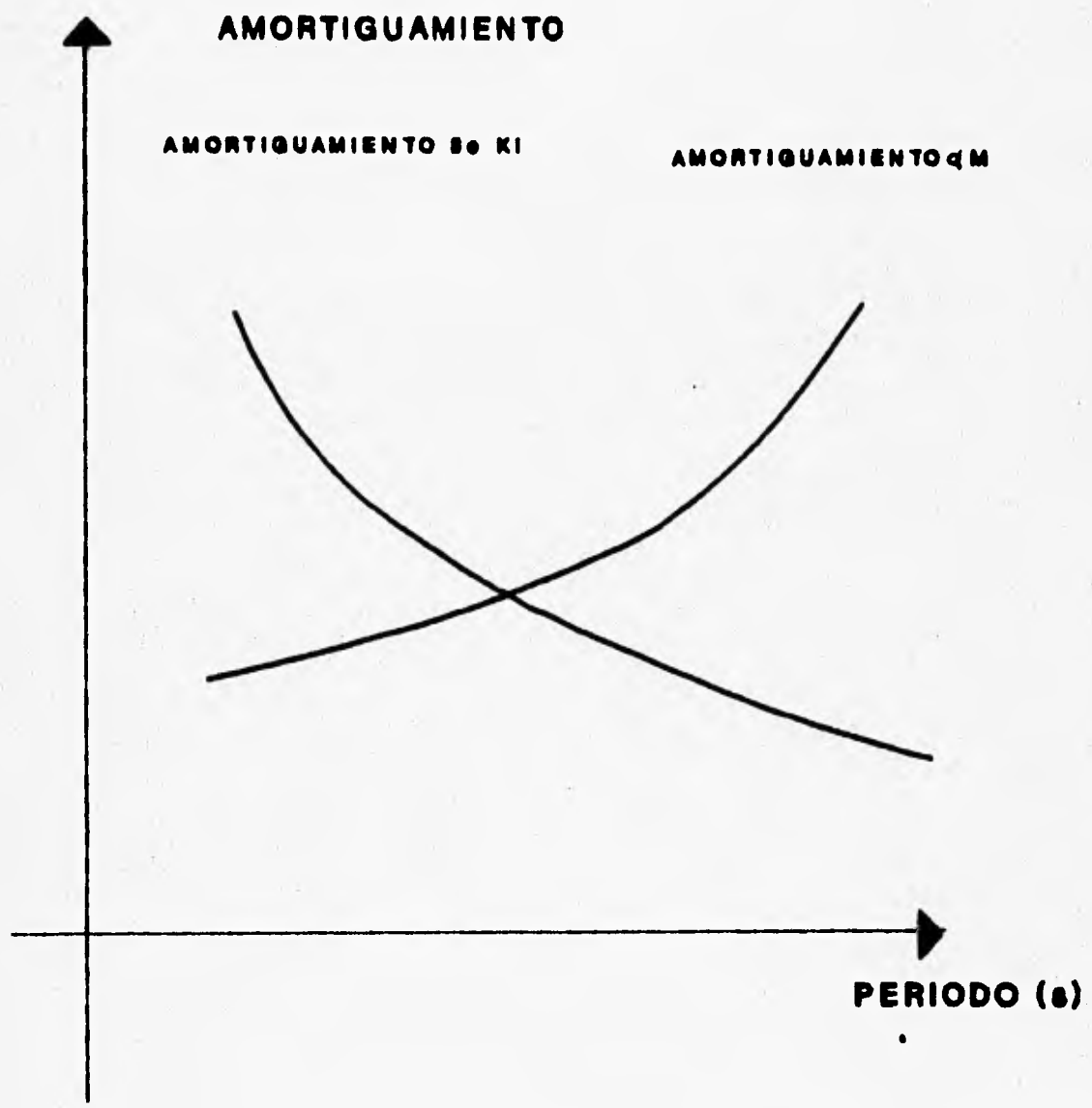


FIG 5.6 AMORTIGUAMIENTO DEPENDIENTE DE LOS EFECTOS DE MASA Y RIGIDEZ

1	2	2	1				
1		1		1			1
1	3	4	4	3			1
1		1		1			1
2	5	6	6	5			2
2		2		2			2
3	7	8	8	7			3
3		3		3			3
3	7	8	8	7			3
3		3		3			3
4		4		4			4
4	9	10	10	11	11	11	12
5		5		5			5
5	13	14	14	14	14	11	13
5		5		5			5
6	15	16	16	16	16	15	16
6		6		6			6
7	15	16	16	16	16	15	16
7		7		7			7
7	16	16	16	16	16	16	16
7		7		7			7
7		7		7			7
7		7		7			7
7		7		7			7

FIG 5.8 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, MODELO 1, Q = 4

1	1	1	1	1	1
1		1		1	
1	2	3	3	3	2
1		1		1	
2		3		3	
4	4	5	5	5	4
4		5		5	
4	6	7	7	7	6
4		5		5	
4		5		5	
4	8	9	9	9	8
4		5		5	
6		5		5	
6	10	11	11	11	10
6		7		7	
6		8		8	
6	12	13	13	13	14
6		8		8	
10		10		9	
	15	16	16	16	15
	11		11	12	12
	11		11	12	
	17	17	17	18	
	11		11	12	
	11		11	12	
	19	20	20	19	
	11		11	12	
	11		11	12	12

FIG 5.9 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, MODELO 2, Q=2

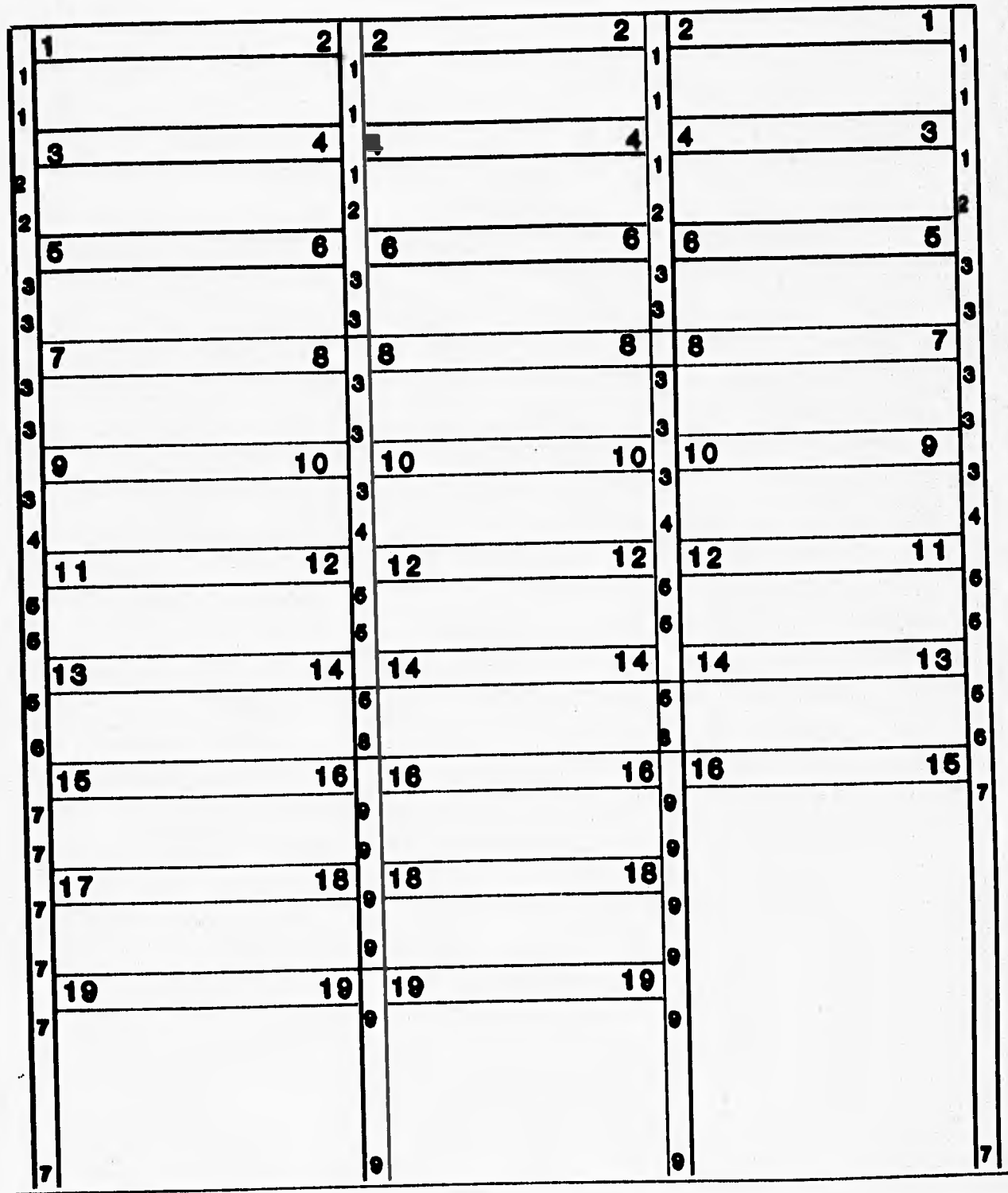


FIG 5.10 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, MODELO 2, Q = 4

1	1	1	1	1	1
1					1
1					1
2	3	3	3	3	2
1					1
1					1
4	5	5	5	5	4
3					3
6					6
6	7	7	7	7	6
6					6
5					5
8	9	9	9	9	8
6					6
6					6
10	11	11	11	11	10
7					7
7					7
12	13	13	13	13	12
7					7
9		11		11	9
14	15	15	15	15	14
10		12		12	10
10		12		12	10
16	17	17	17	17	16
10		12		12	10
10		12		12	10

FIG 5.11 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, MODELO 3, Q = 2

1	1	1	1	1	1	1	1
1		1		1		1	1
1	2	2	2	2	2	2	2
1		1		1		1	1
2	3	3	3	3	3	3	3
3		3		3		3	3
3	4	5	5	5	4	5	4
3		3		3		3	3
3	6	7	7	7	6	7	6
3		3		3		3	3
4	8	9	9	9	8	9	8
5		5		5		5	5
6	10	11	11	11	10	11	10
6		6		6		6	6
6	12	13	13	13	12	13	12
8		8		8		8	8
8	14	15	15	15	14	15	14
9		9		9		9	9

FIG 5.12 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, MODELO 3, Q = 4

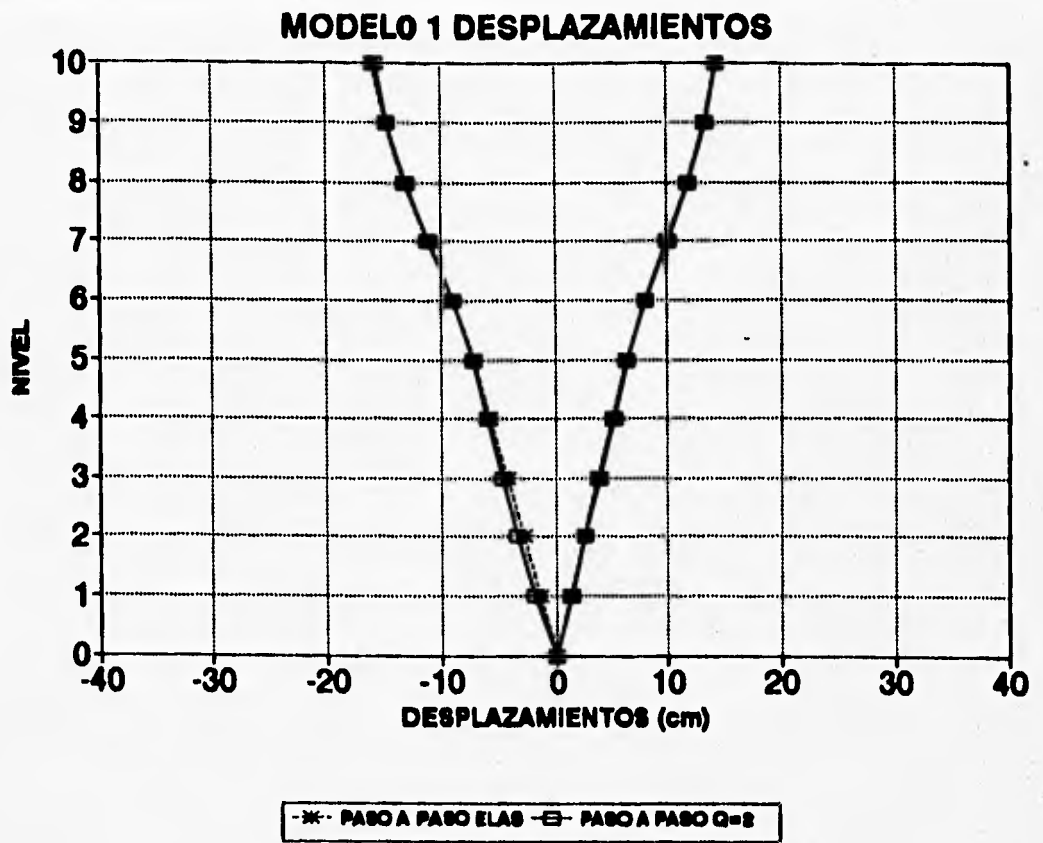


FIG 5.13 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS LATERALES, MODELO 1, Q = 2

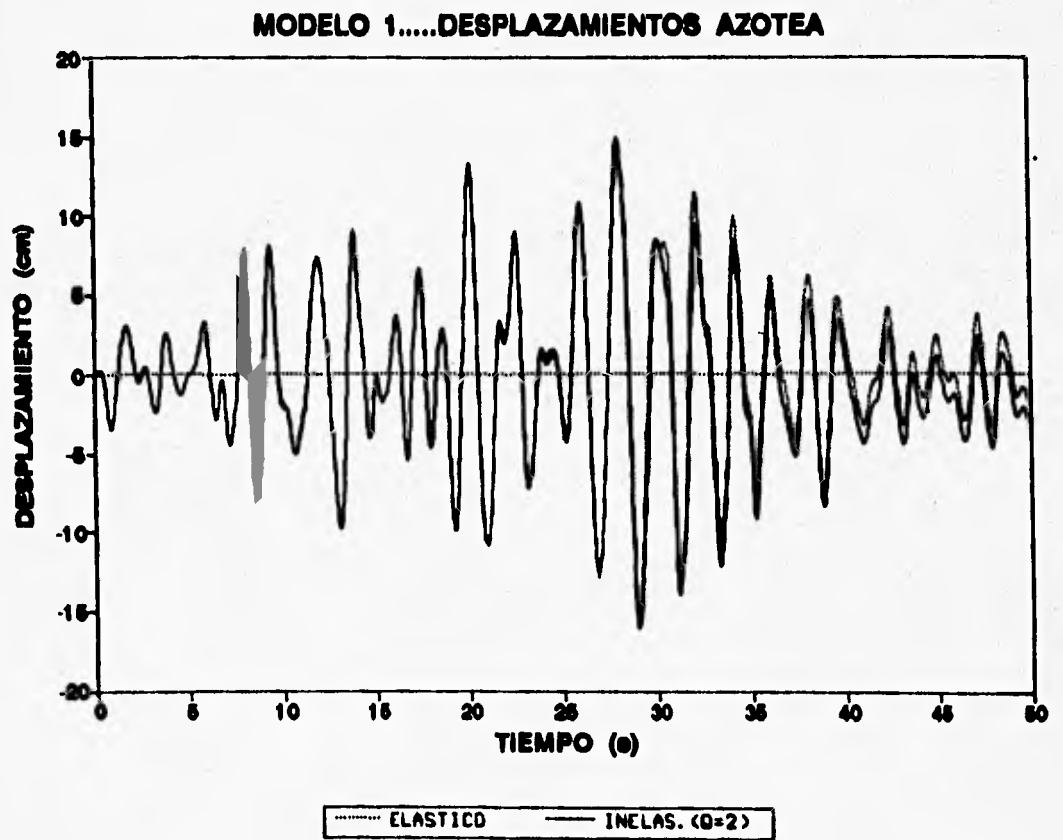


FIG 5.14 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 1, Q = 2

MODELO 1 DESP.RELATIVO/ALT.ENTREPISO

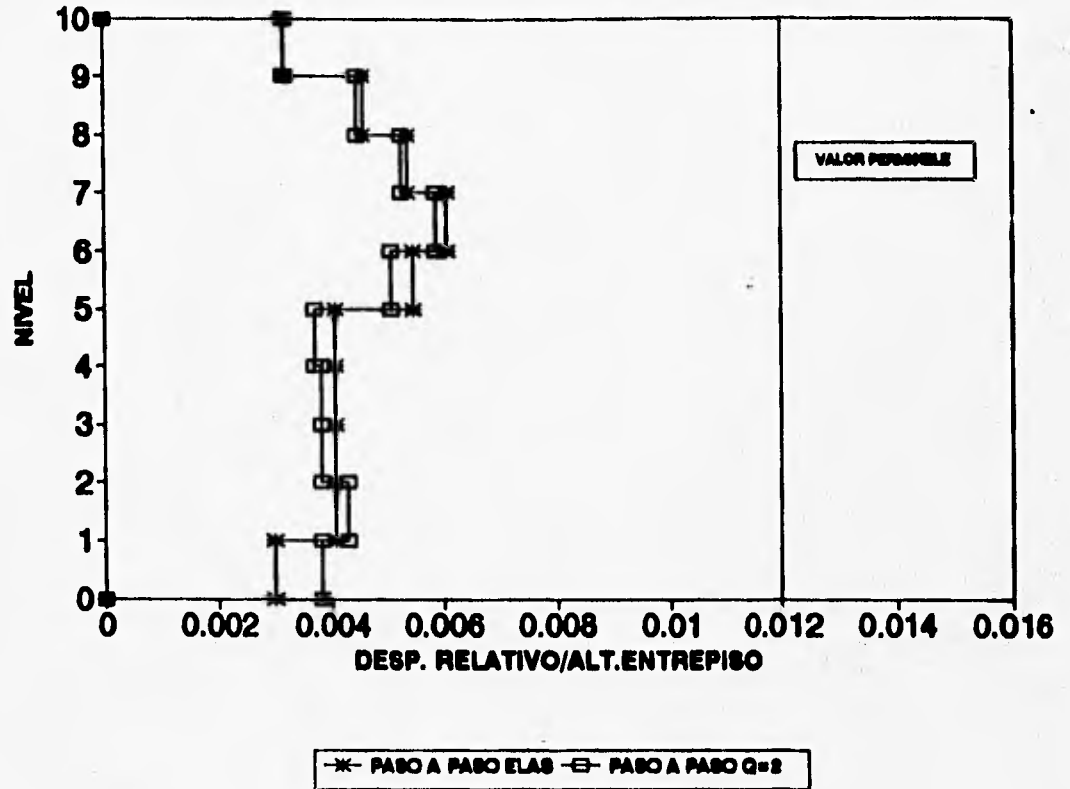


FIG 5.15 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 1, Q = 2

MODELO 1.....COEFICIENTES SISMICOS

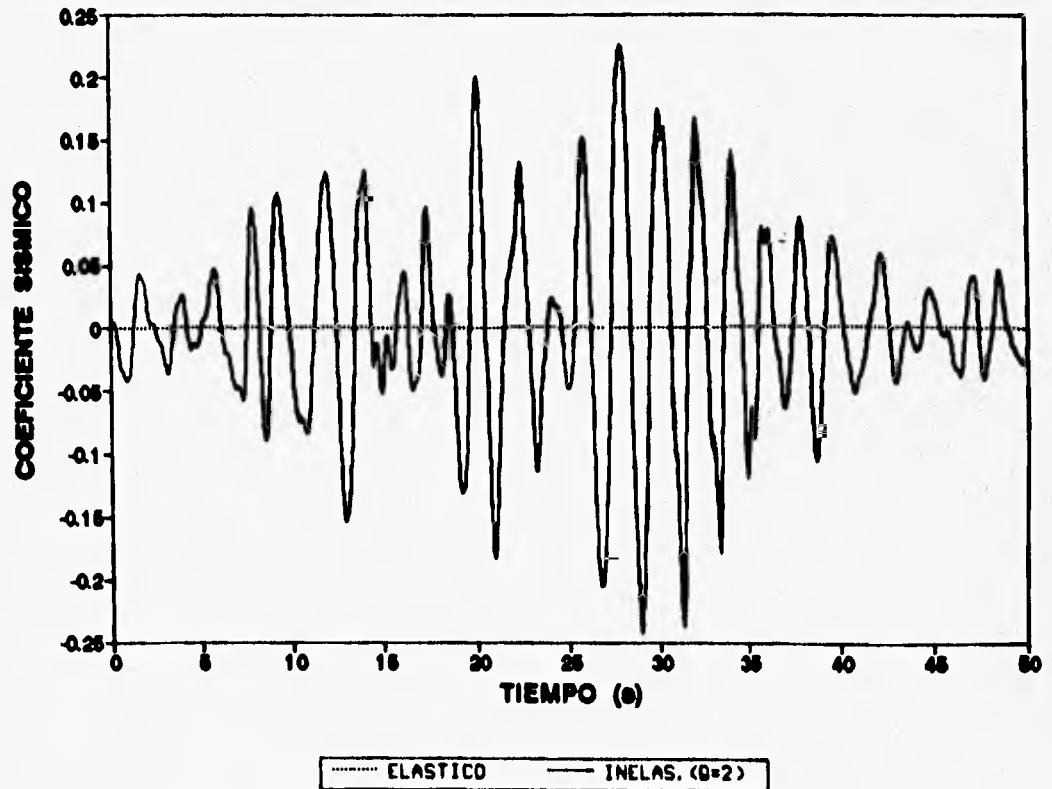


FIG 5.16 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 1, Q=2

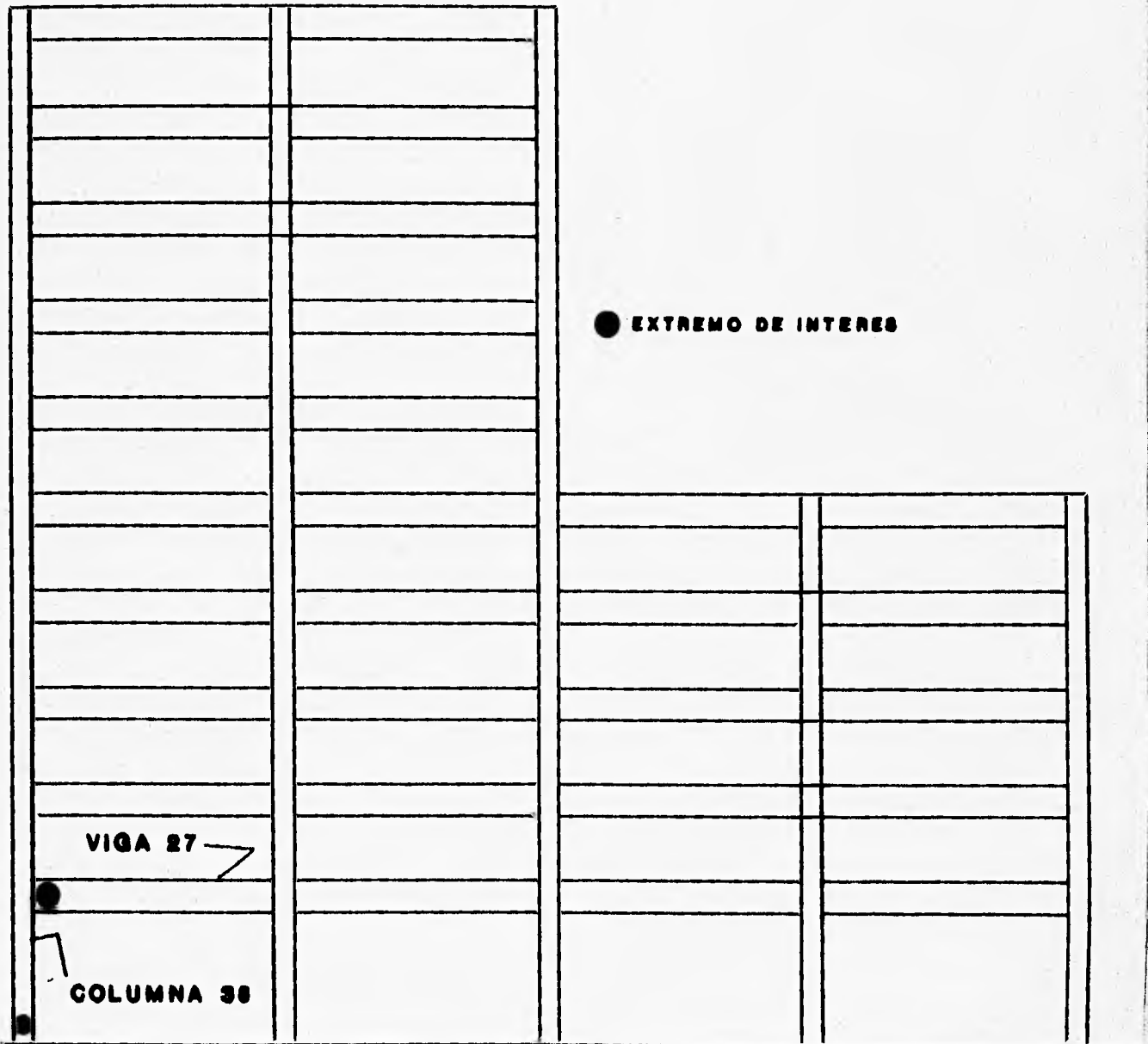


FIG 5.17 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, MODELO 1

MODELO 1...RELACIONES M-N

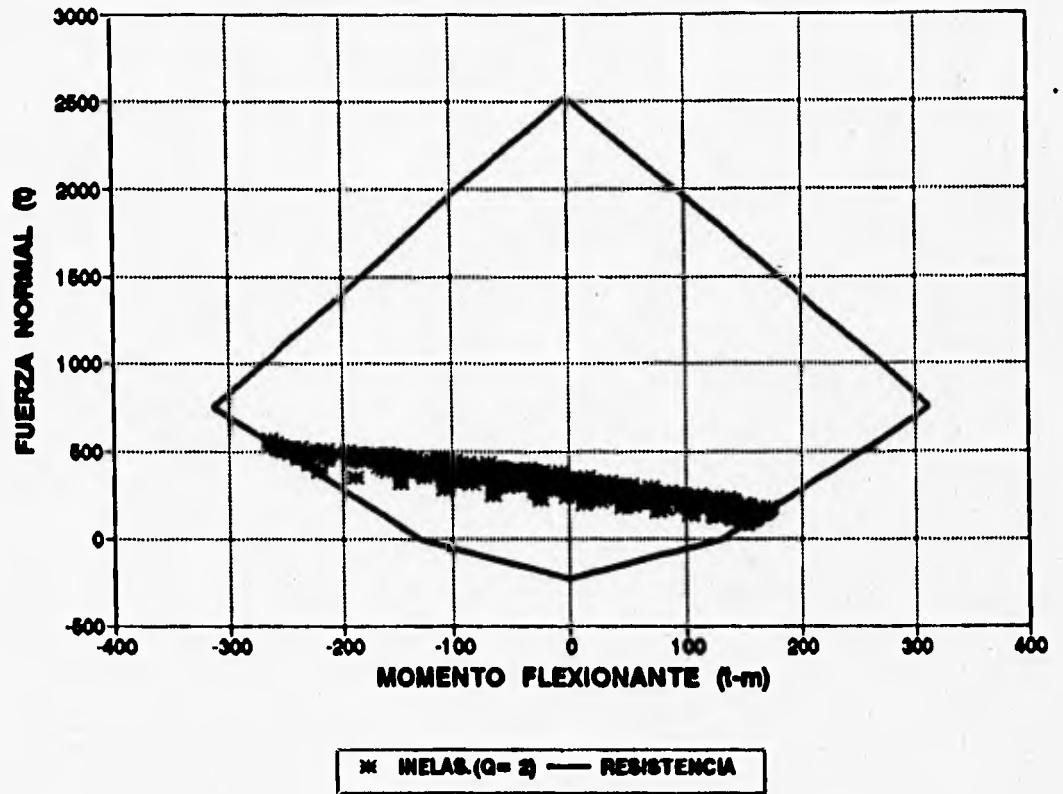


FIG 5.18 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTES EN LA COLUMNA 38, MODELO 1, Q = 2

MODELO 1...CORTANTES EN COLUMNA

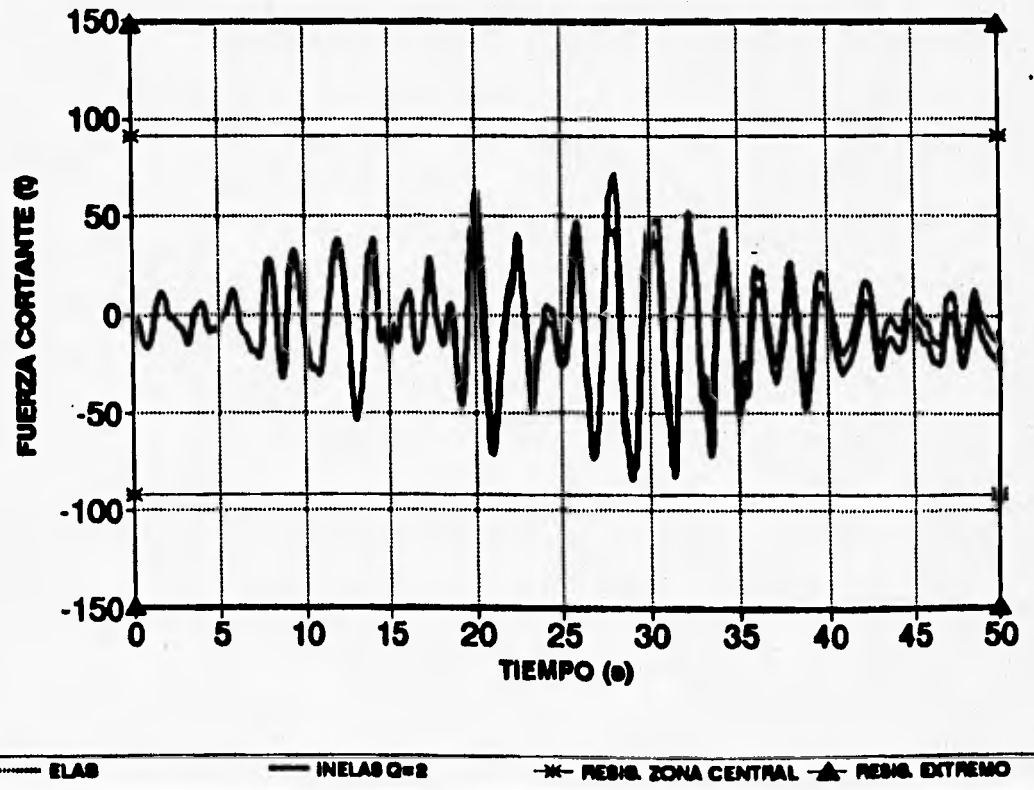


FIG 5.19 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 38, MODELO 1, Q=2

MODELO 1...MOMENTOS EN VIGA

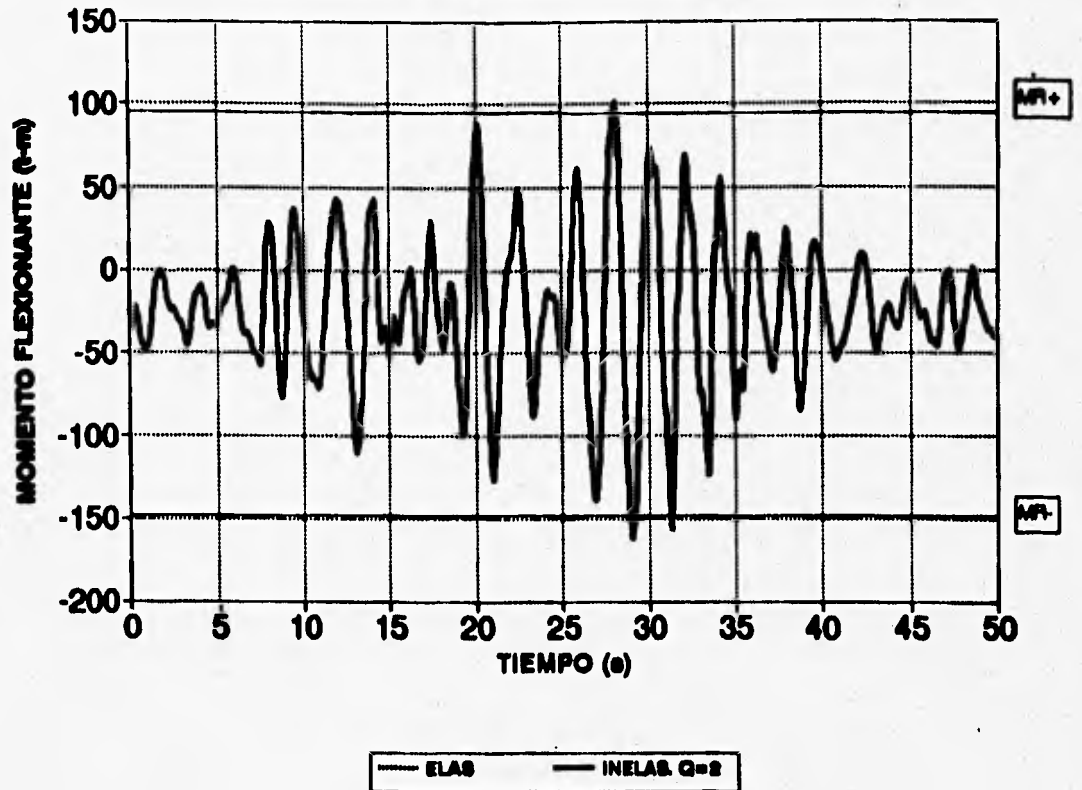


FIG 5.20 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 27, MODELO 1, Q = 2

MODELO 1...CORTANTES EN VIGA

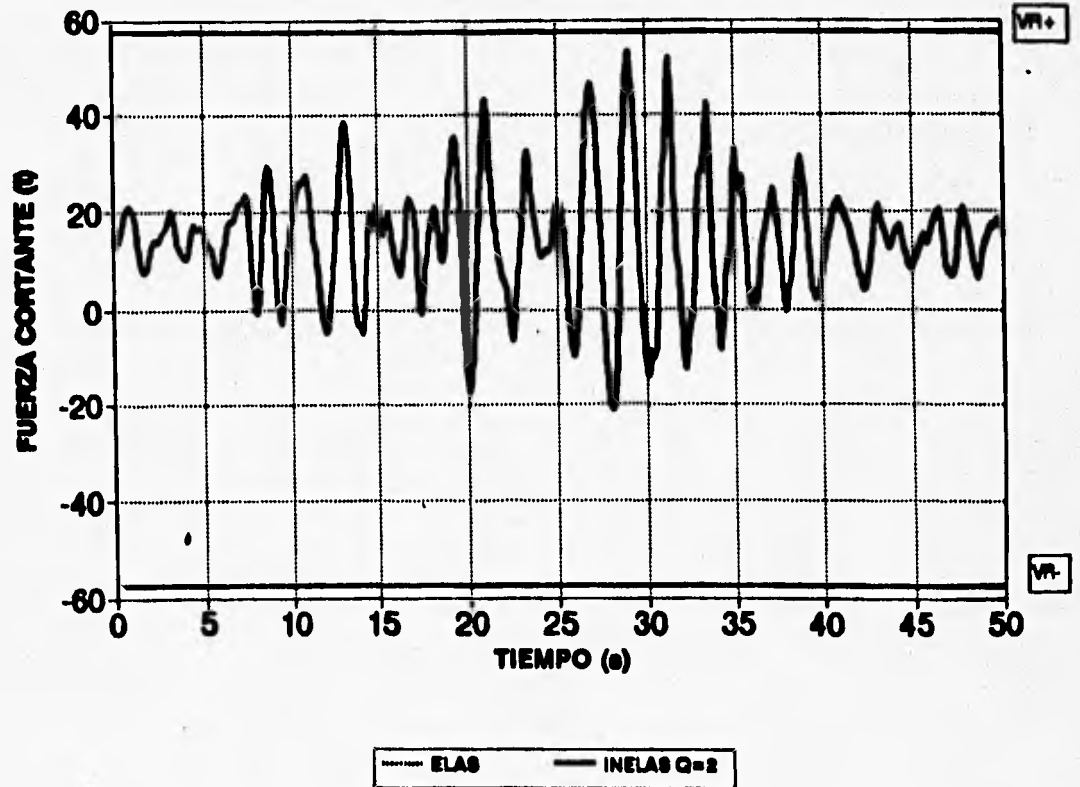


FIG 5.21 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 27, MODELO 1, Q = 2

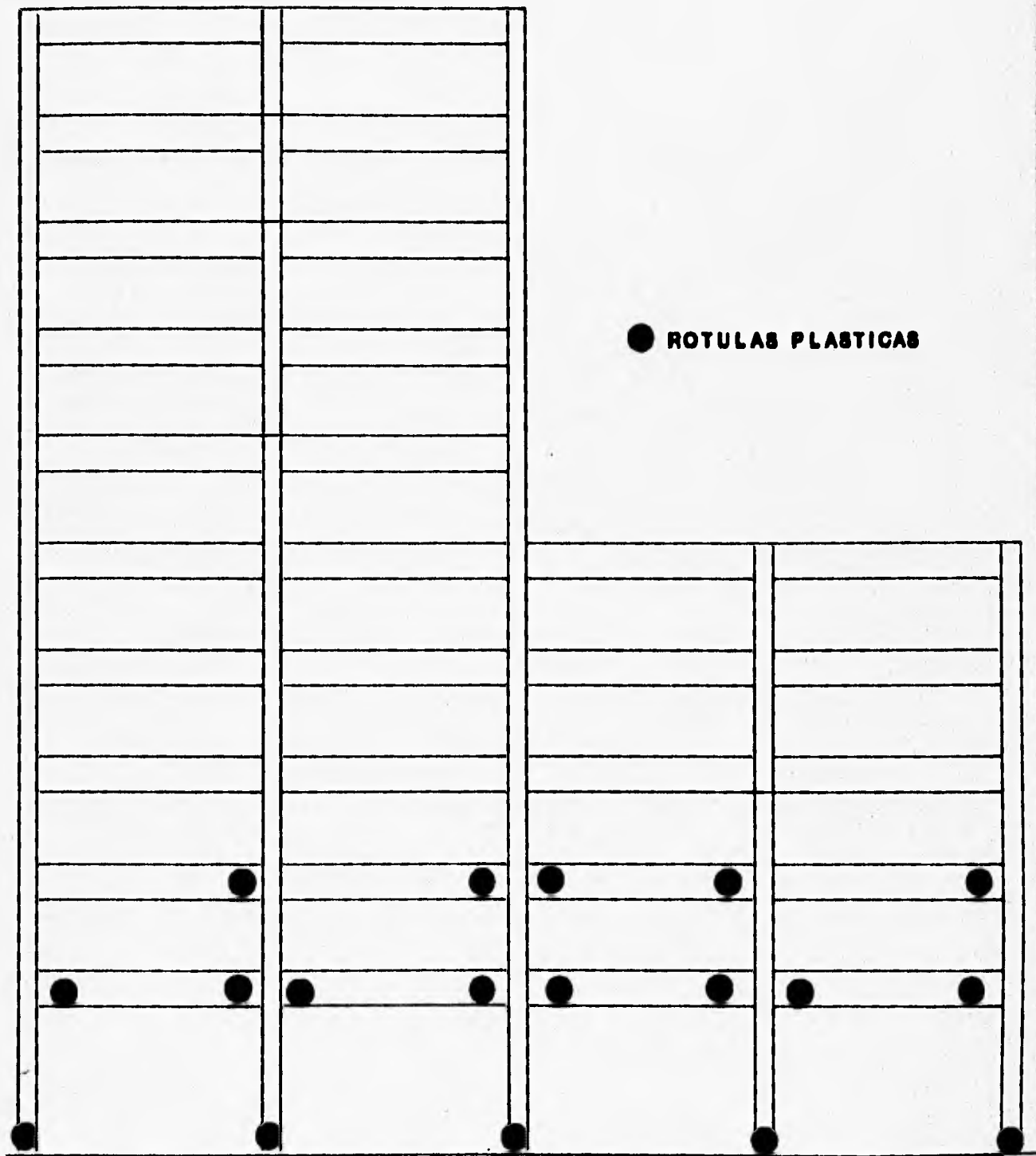


FIG 5.22 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 1, Q=2

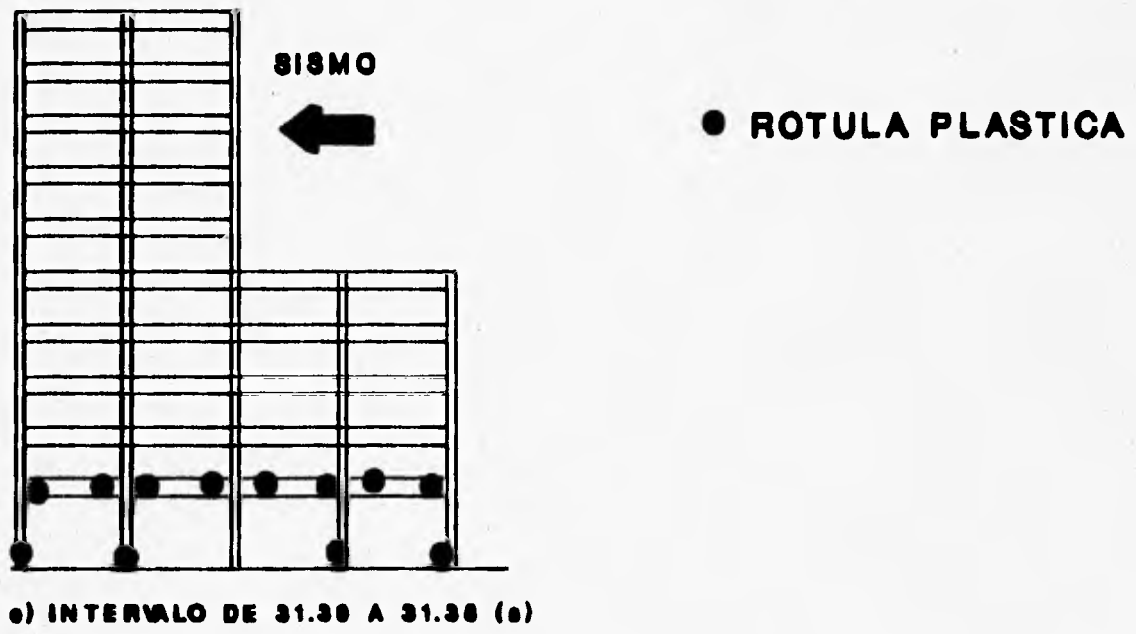
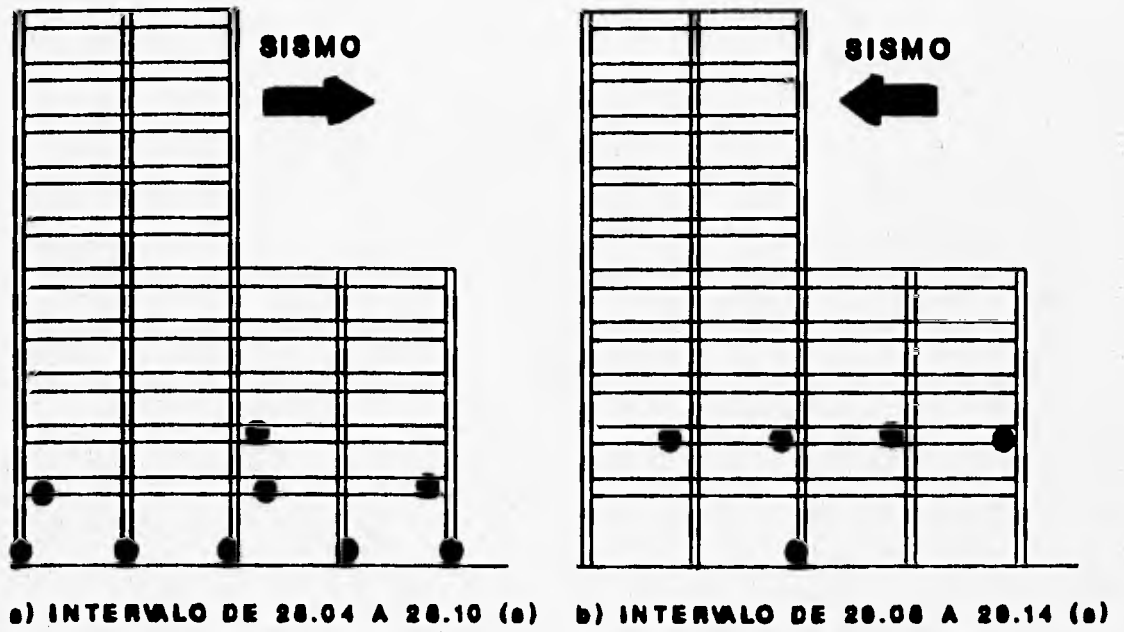


FIG 5.23 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 1, Q=2

MODELO 1.. DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

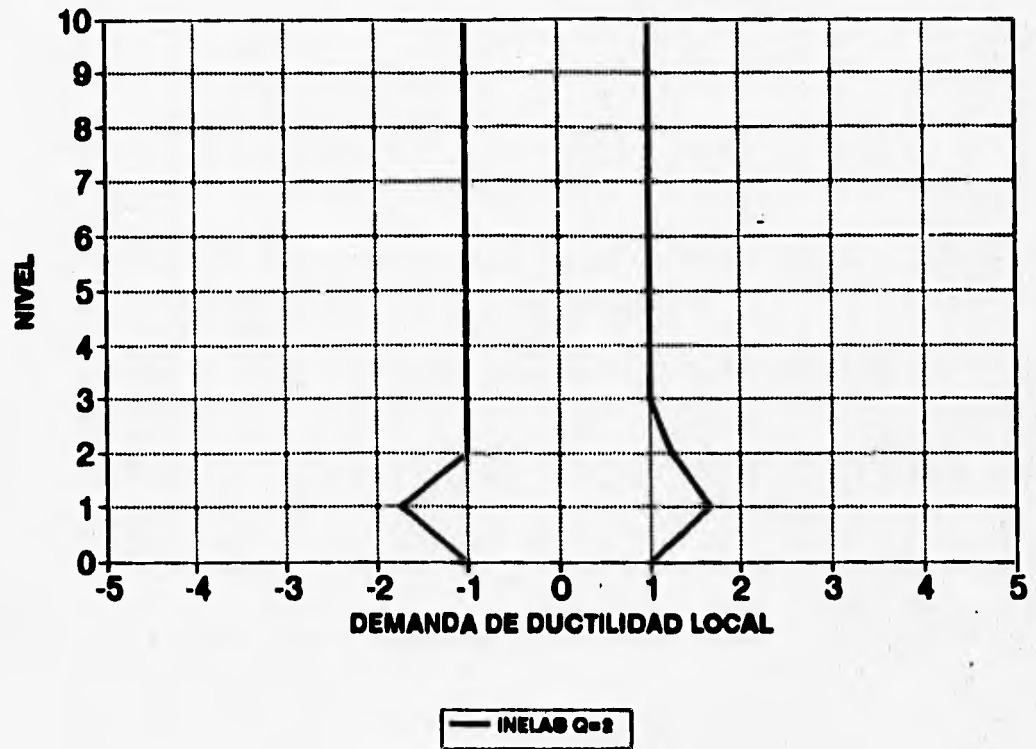


FIG 5.24 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 1, Q=2

MODELO 1...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

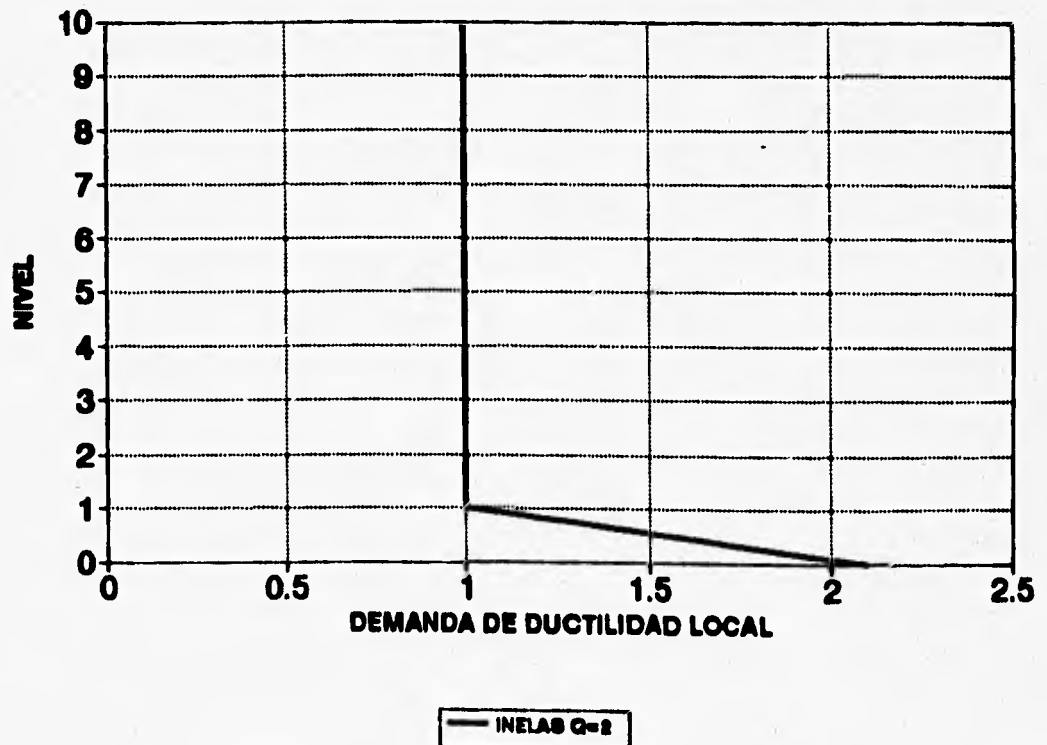


FIG 5.25 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=2

MODELO 1.. DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

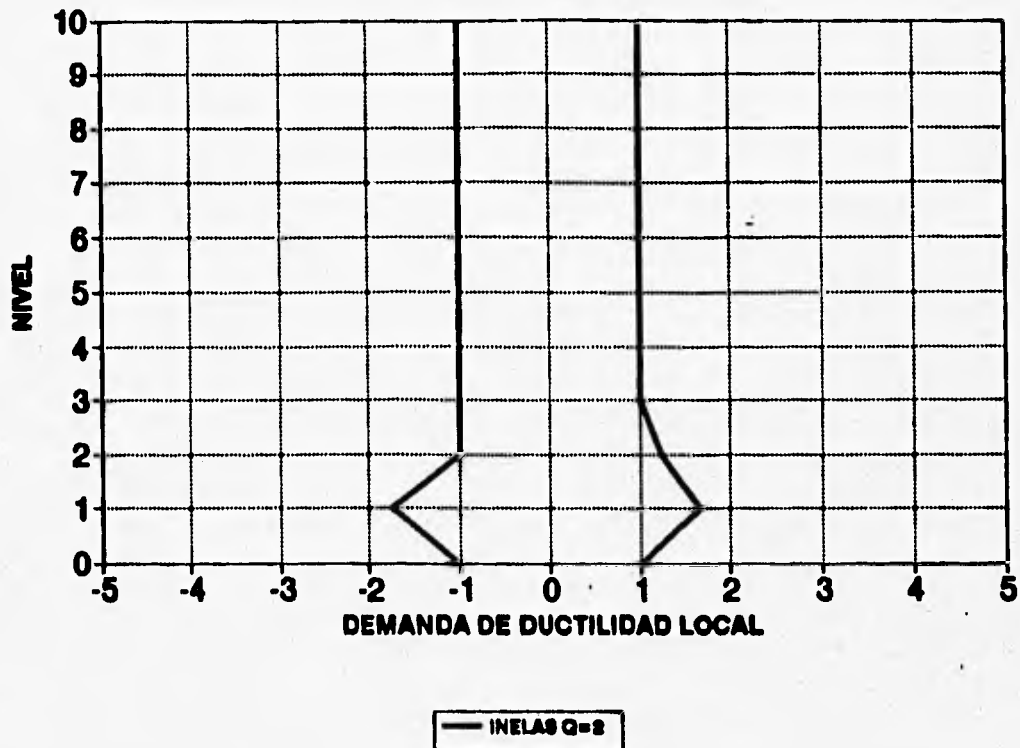


FIG 5.24 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 1, Q=2

MODELO 1...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

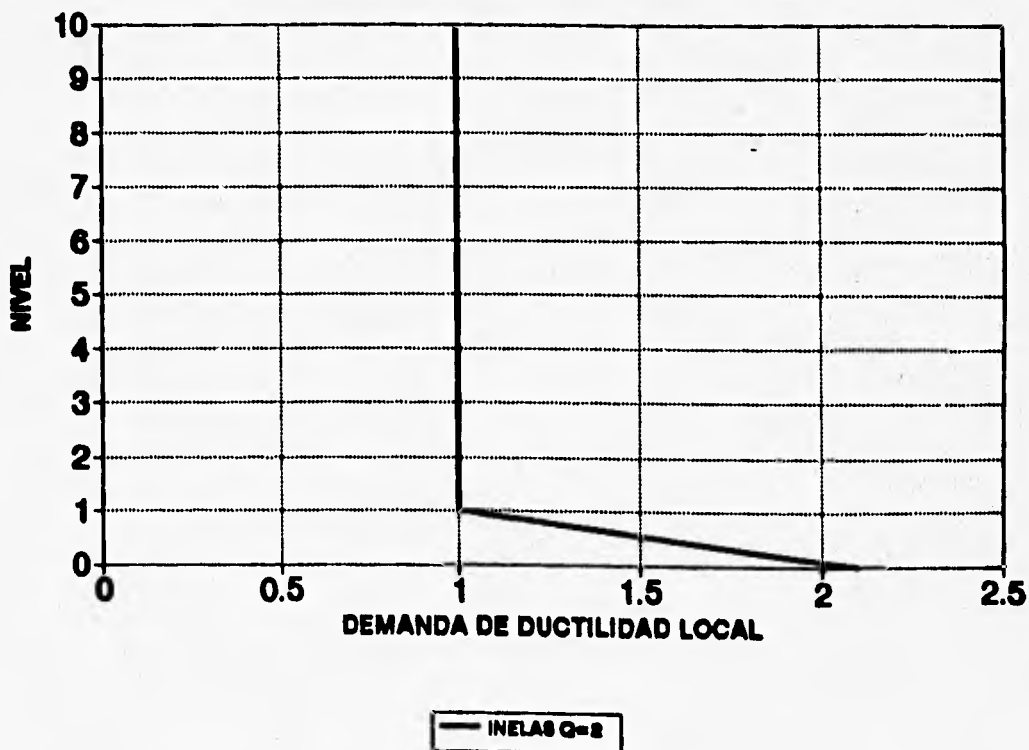


FIG 5.25 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=2

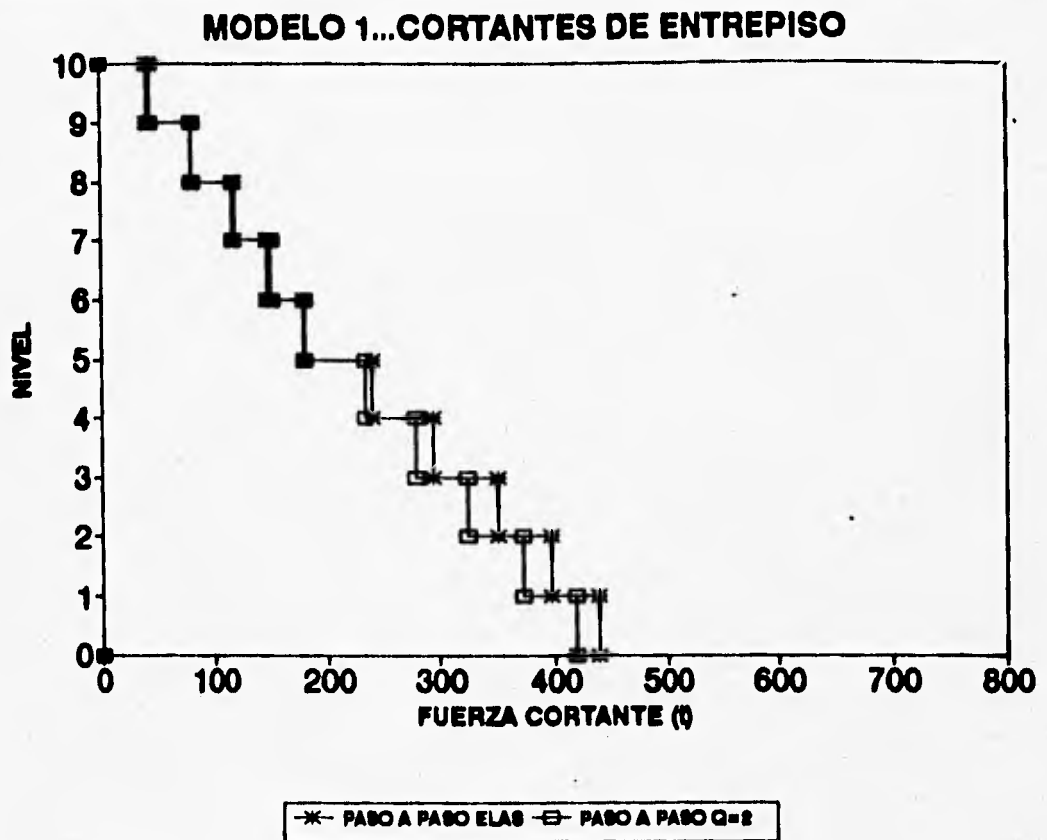


FIG 5.26 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 1, Q = 2

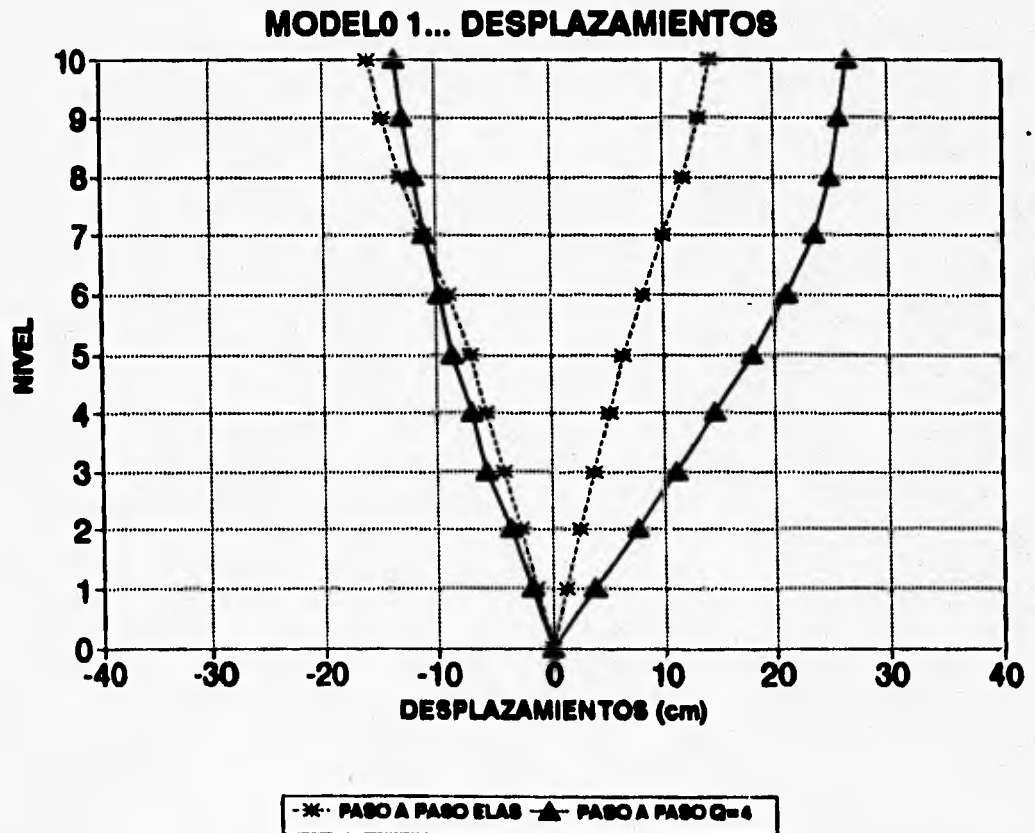


FIG 5.27 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS LATERALES, MODELO 1, Q = 4

MODELO 1..... DESPLAZAMIENTOS AZOTEA

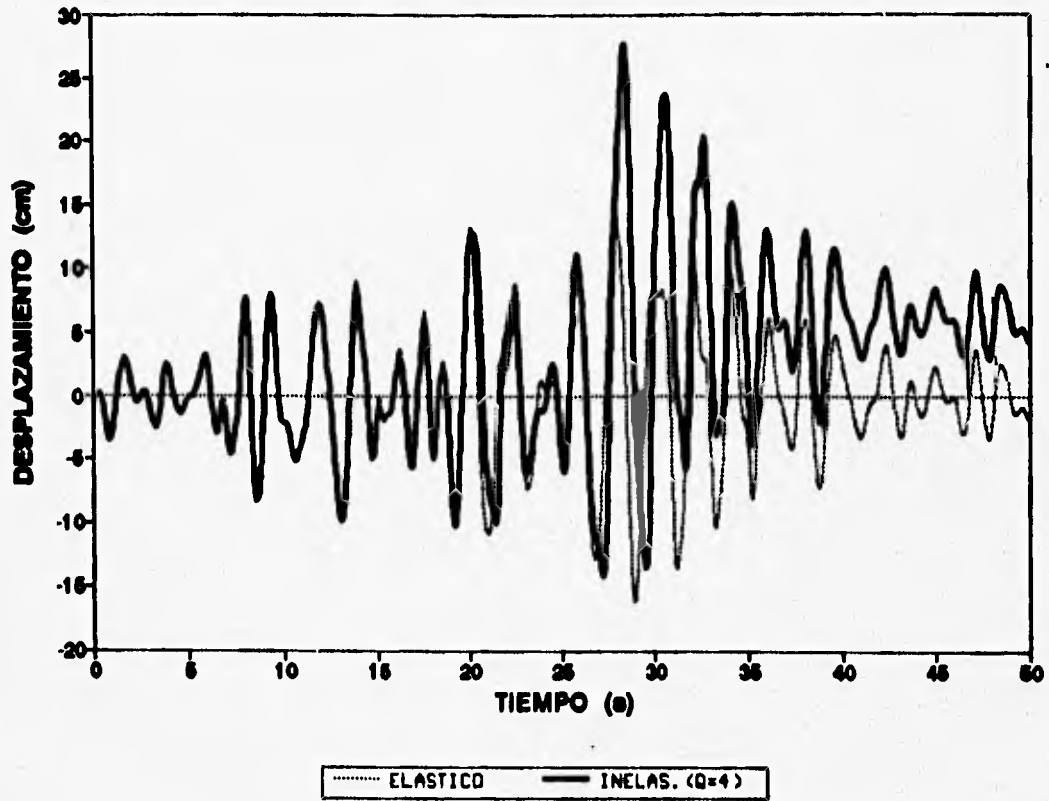


FIG 5.28 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 1, Q = 4

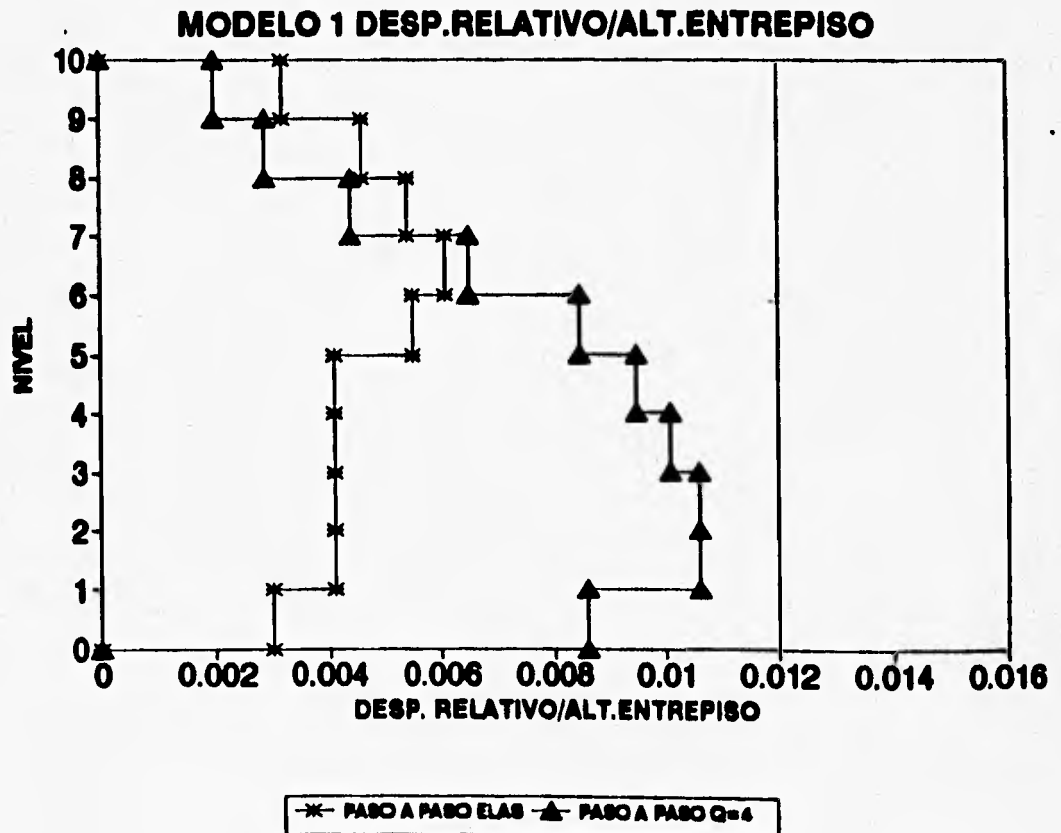


FIG 5.29 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 1, Q = 2

MODELO 1....COEFICIENTES SISMICOS

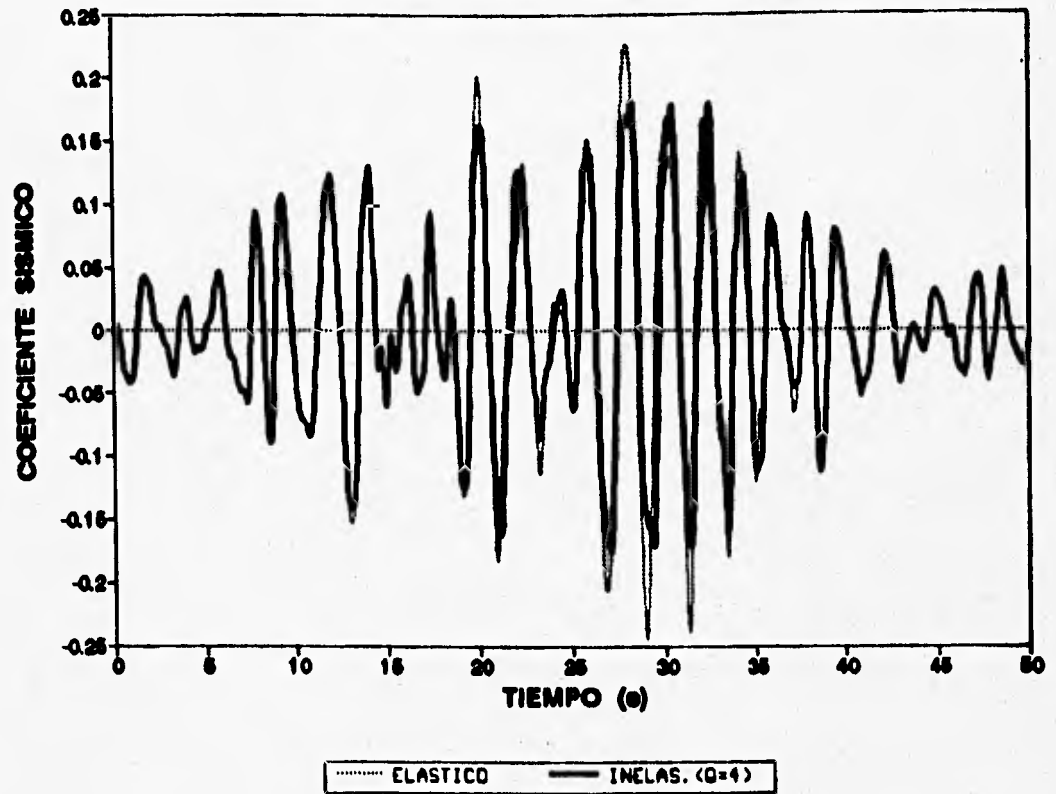


FIG 5.30 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 1, Q=4

MODELO 1....RELACIONES M-N

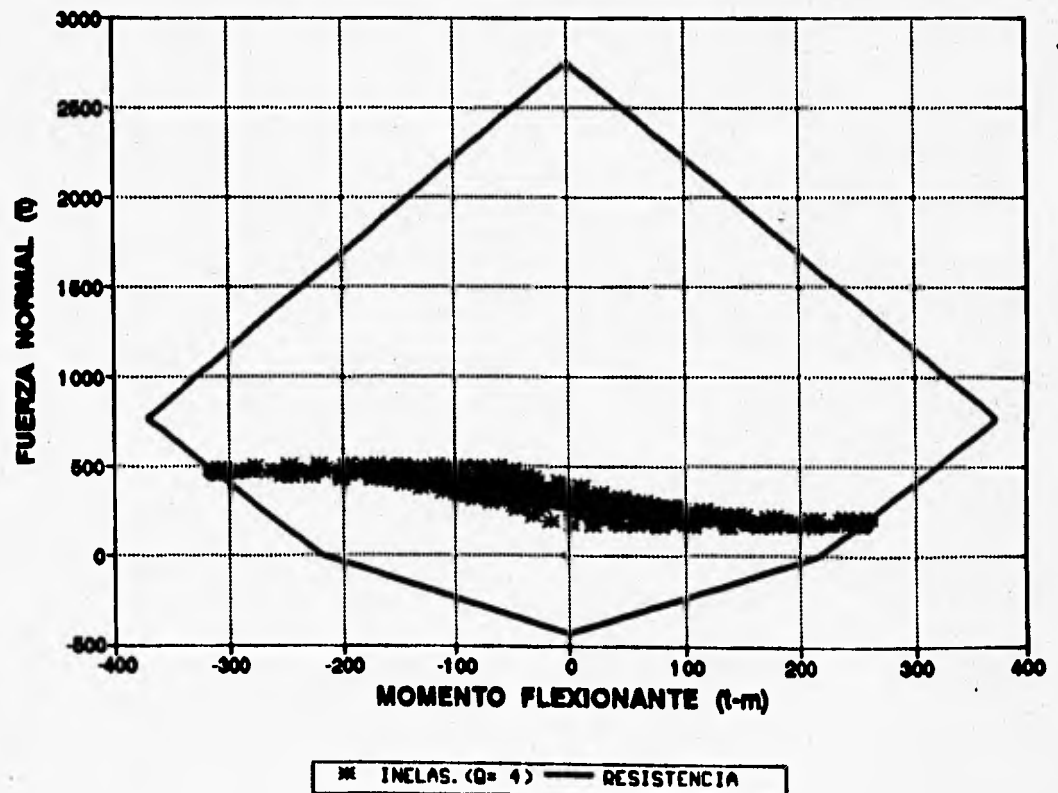


FIG 5.31 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTES EN LA COLUMNA 38, MODELO 1, Q=4

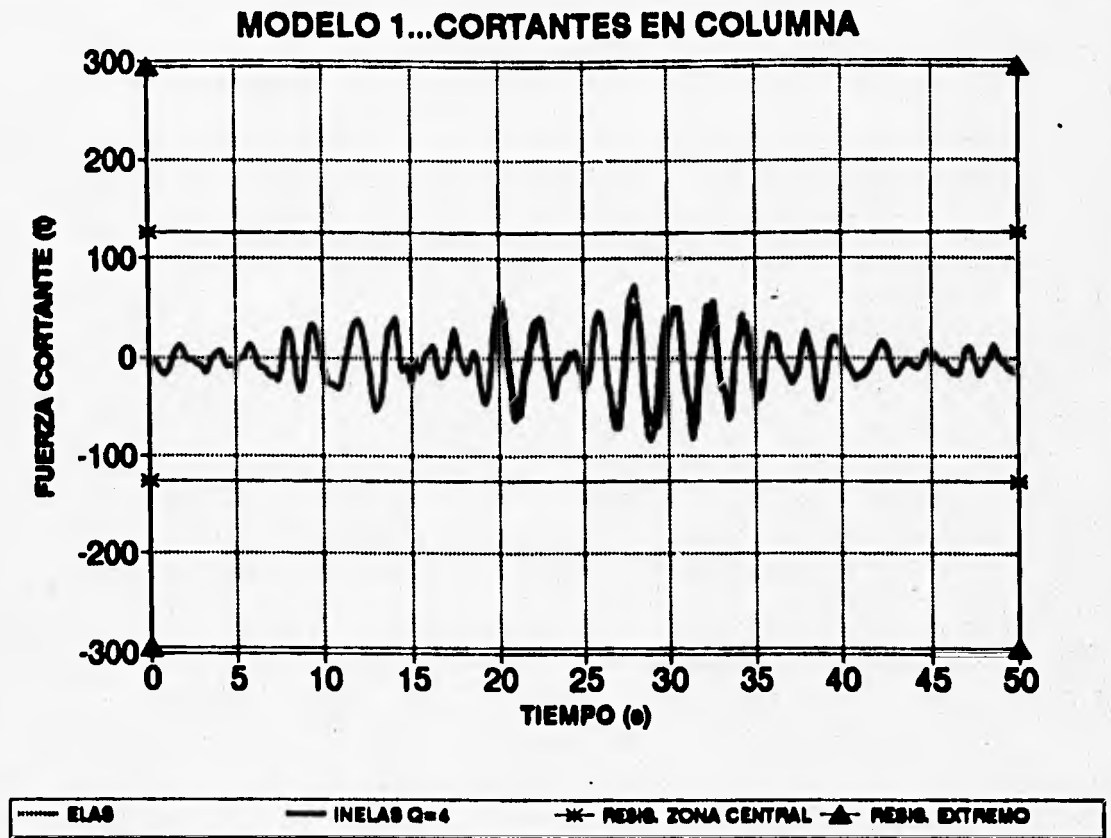


FIG 5.32 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 38, MODELO 1, Q = 4

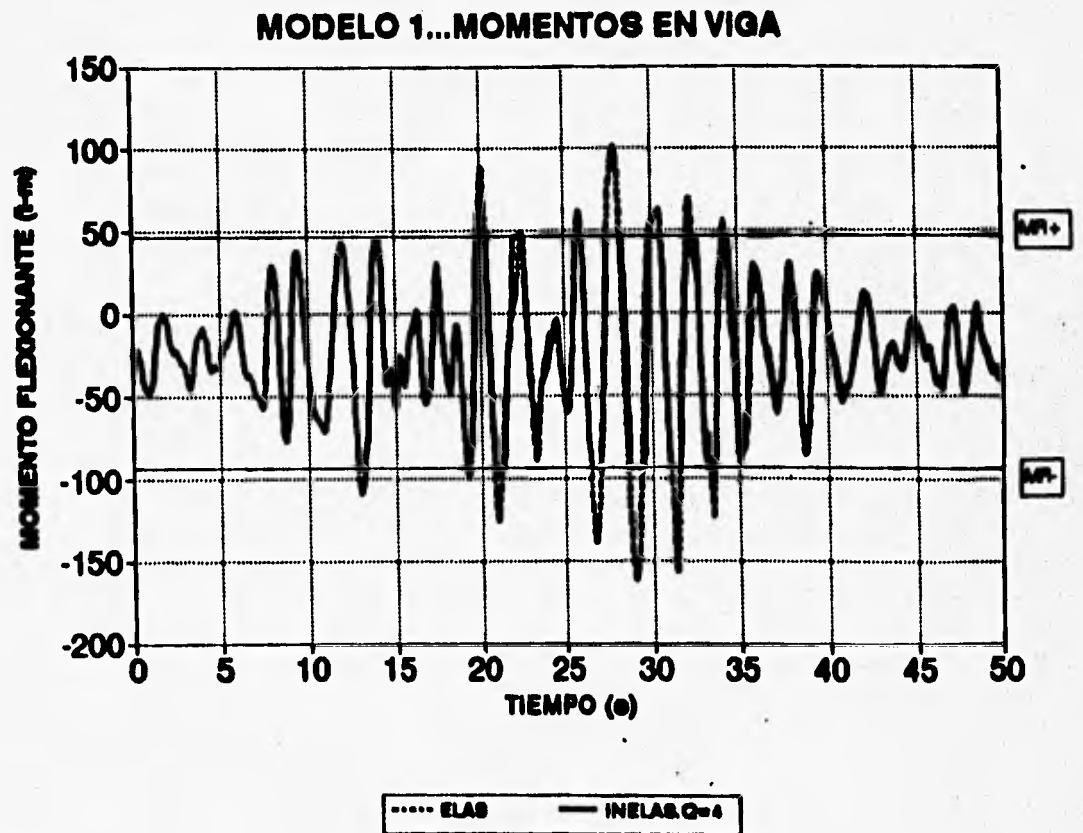


FIG 5.33 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 27, MODELO 1, Q = 4

MODELO 1...CORTANTES EN VIGA

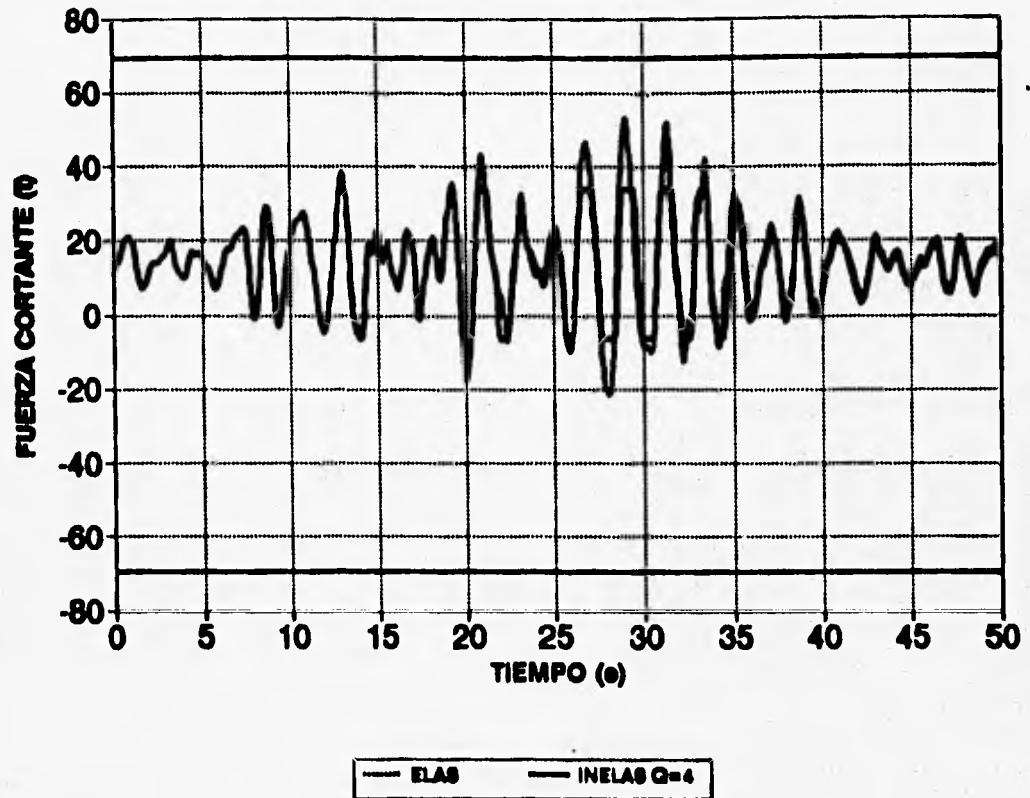


FIG 5.34 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 27, MODELO 1, $Q = 4$

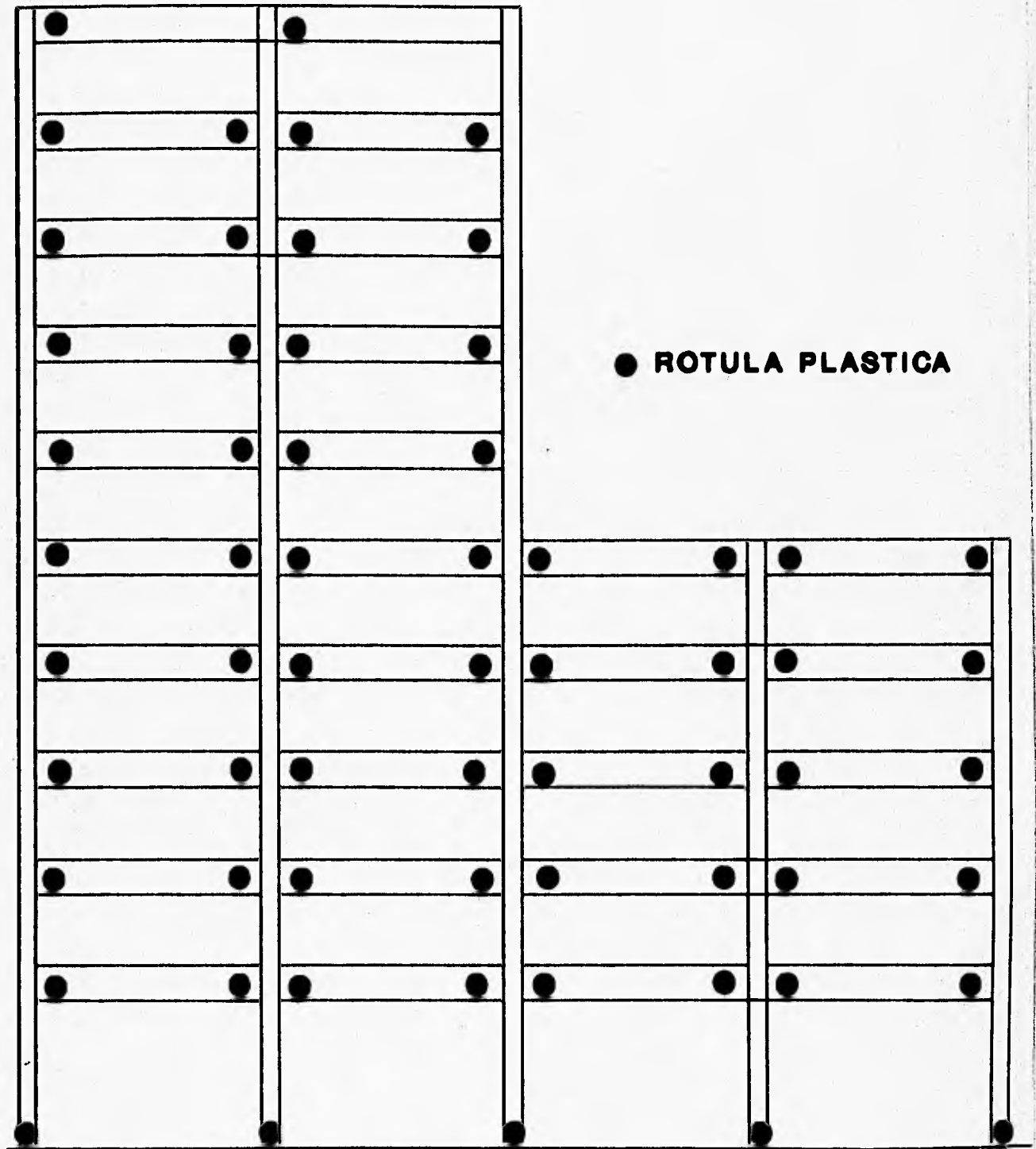
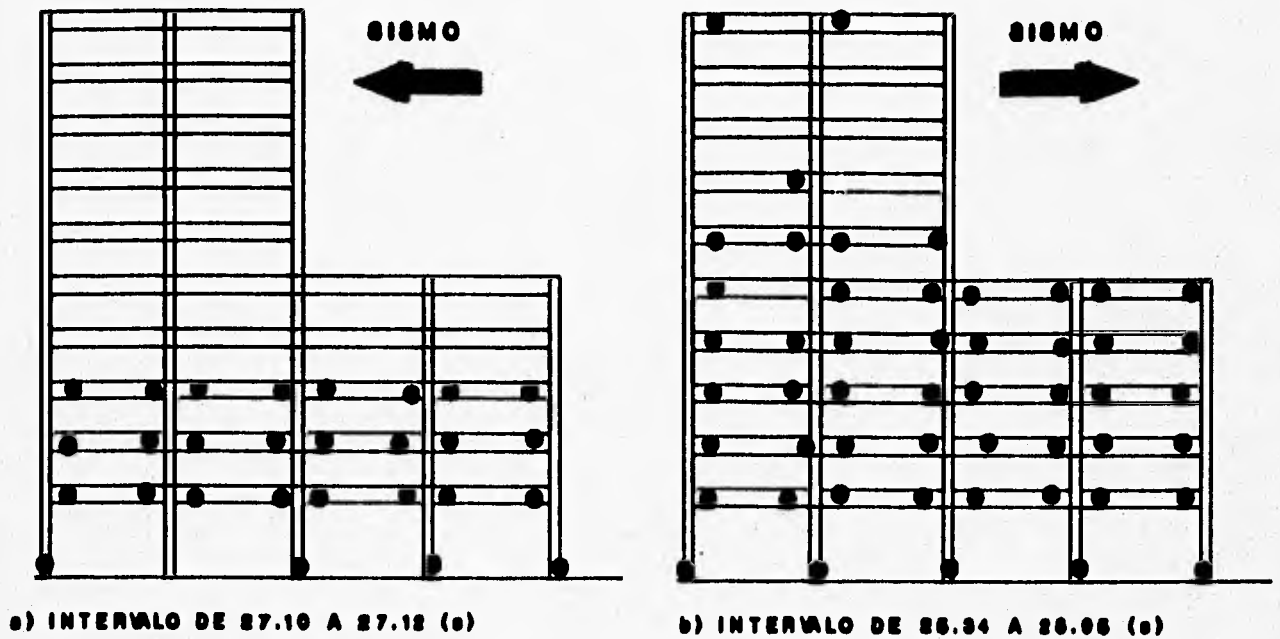


FIG 5.35 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 1, Q=4



● ROTULA PLASTICA

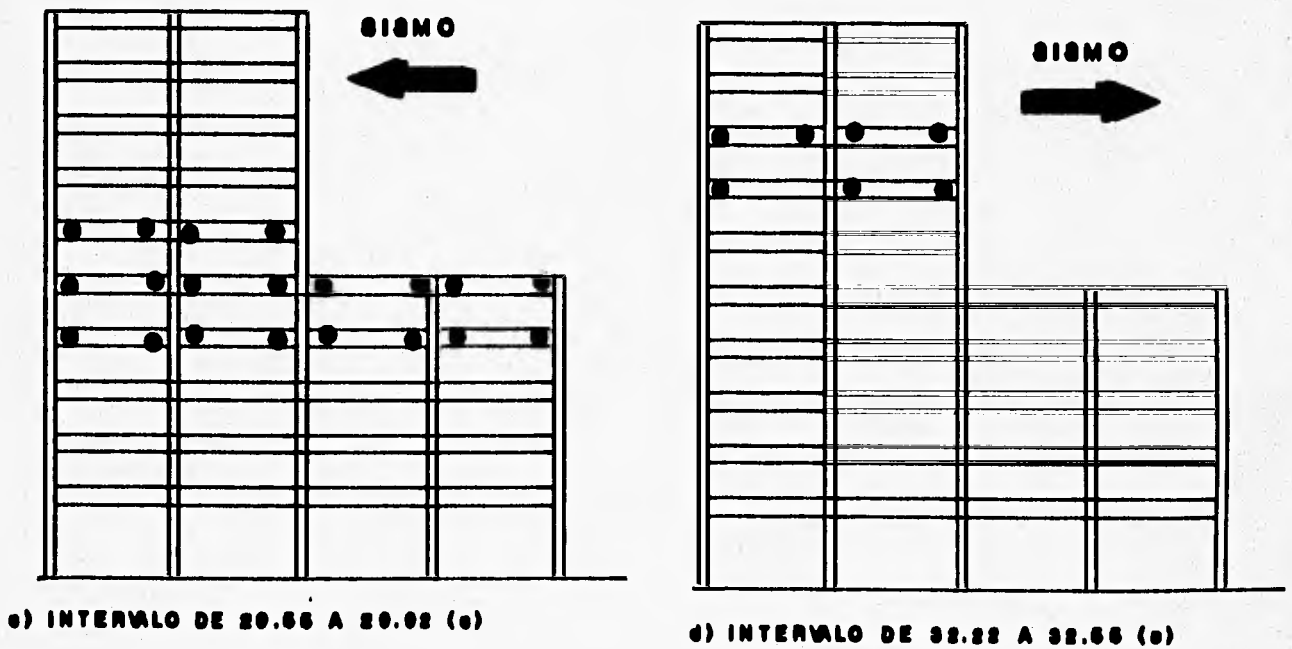
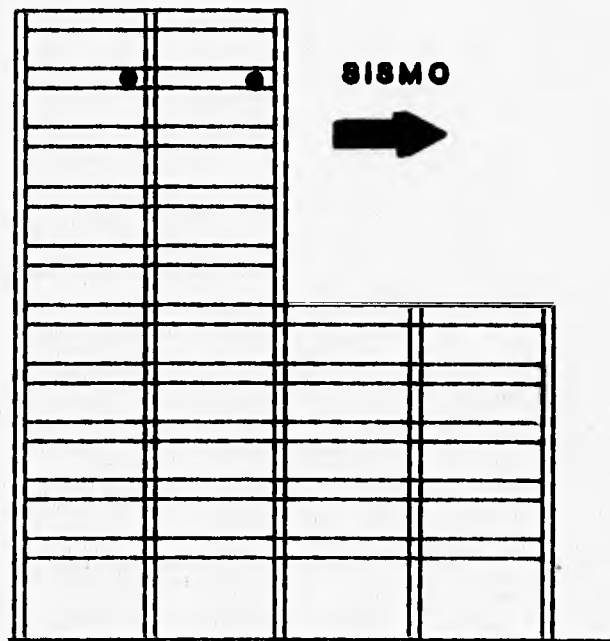
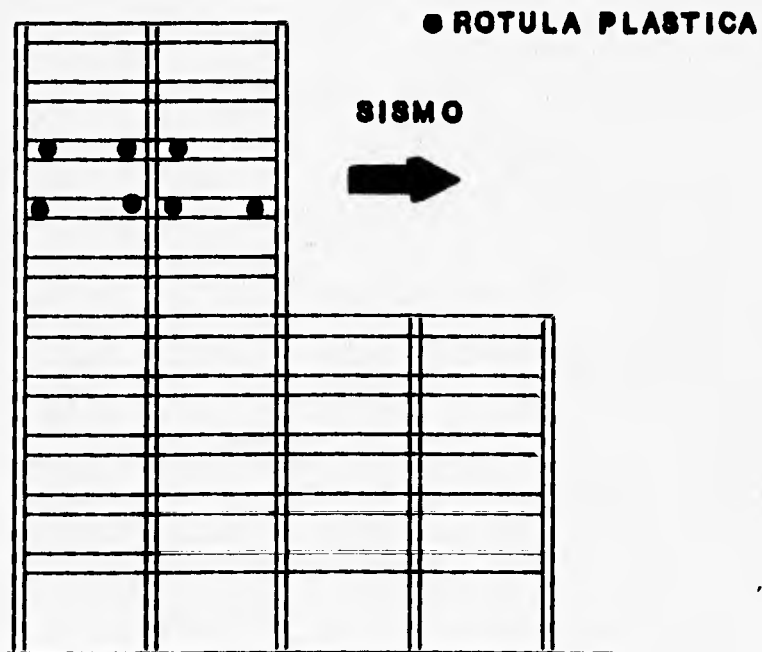


FIG 5.36 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 1, $Q=4$



e) INTERVALO DE 30.12 A 30.12 (e)



f) INTERVALO DE 30.20 A 30.20 (e)

FIG 5.36 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 1, Q=4 (CONTINUA)

MODELO 1.. DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

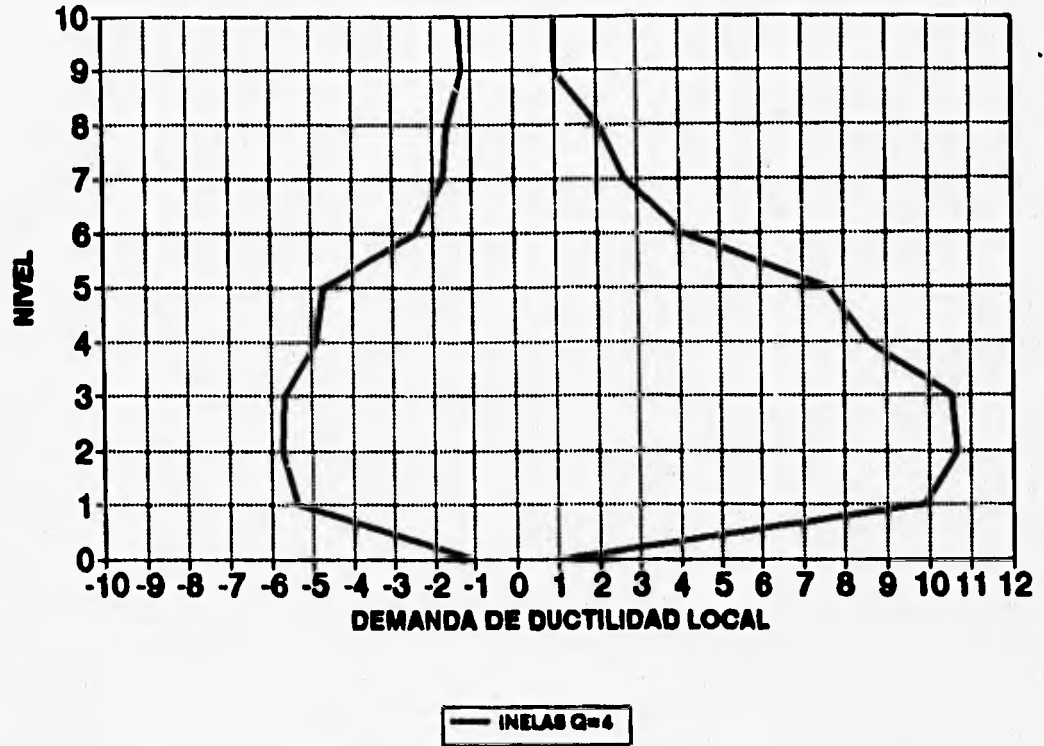


FIG 5.37 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 1, Q=4

MODELO 1...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

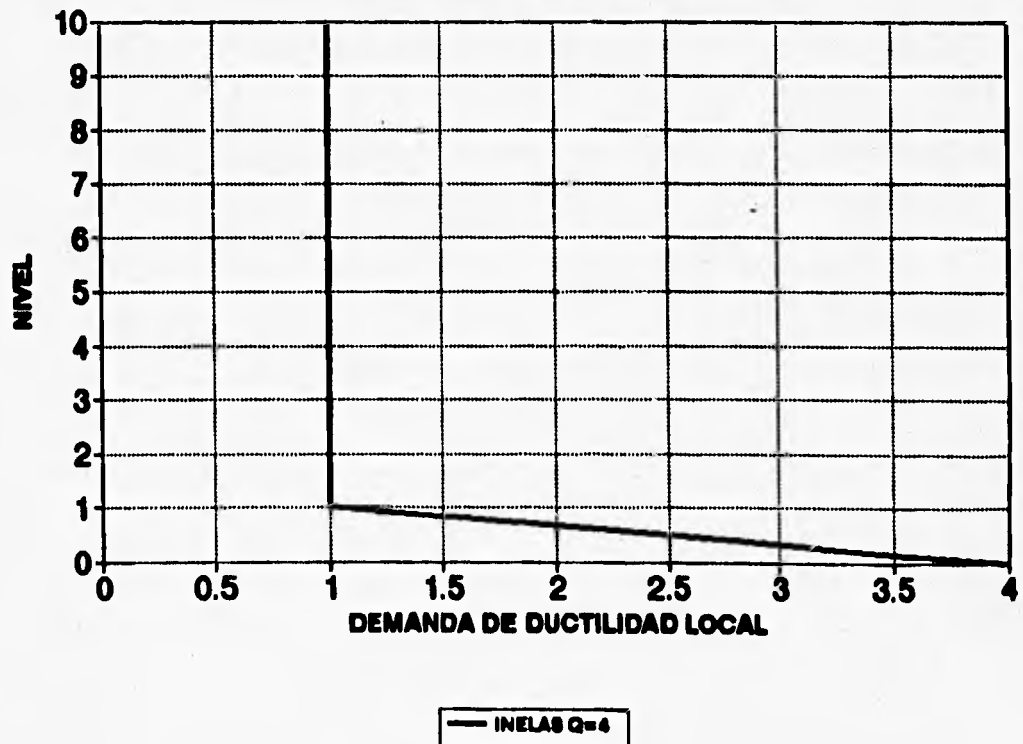


FIG 5.38 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=4

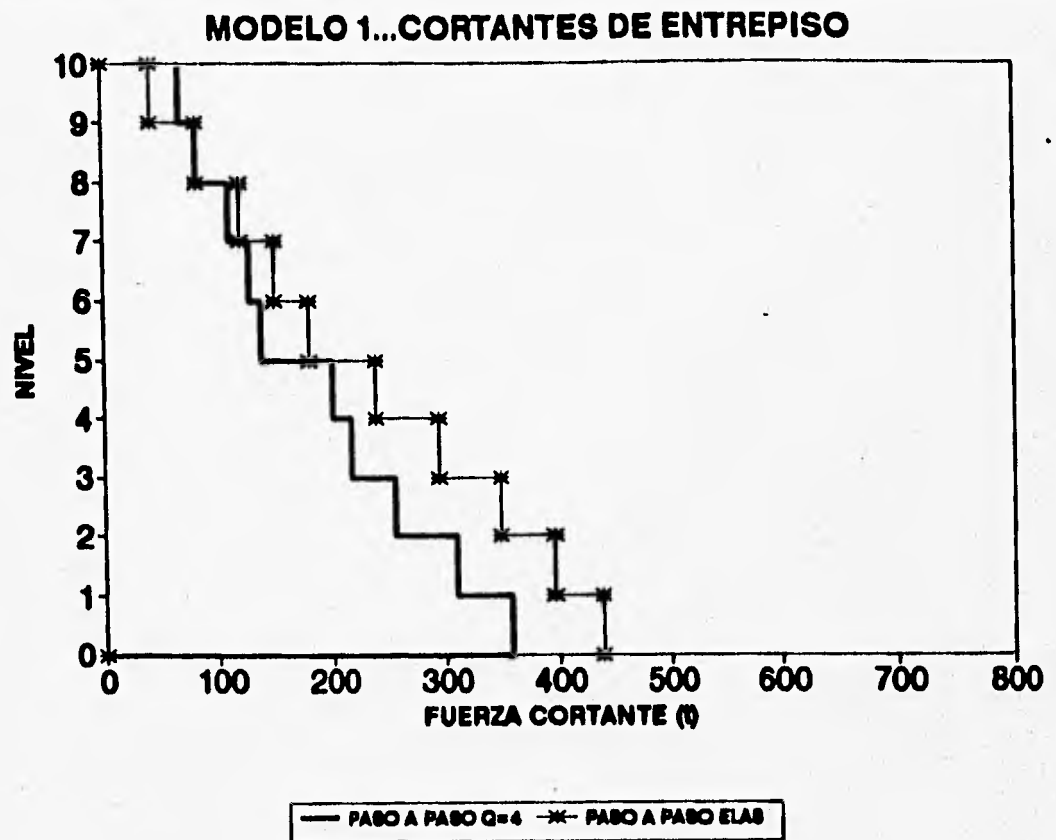


FIG 5.39 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 1, Q = 4

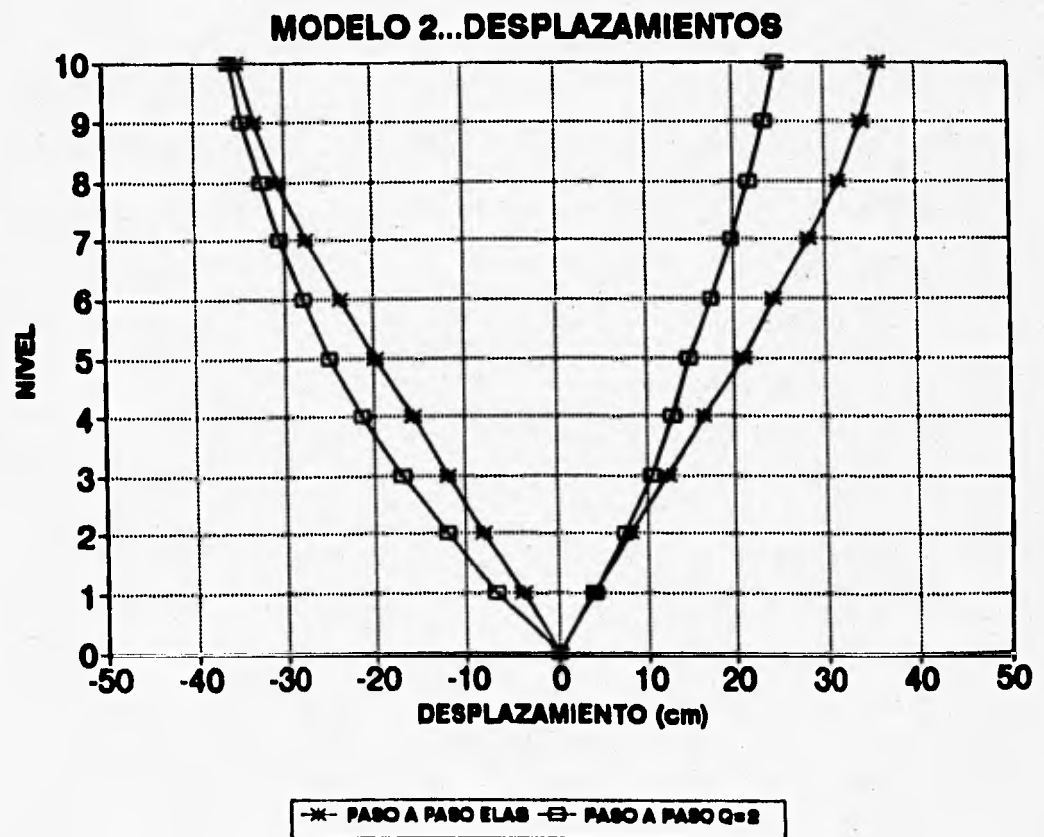


FIG 5.40 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS LATERALES, MODELO 2, Q = 2

MODELO 2.....DESPLAZAMIENTOS AZOTEA

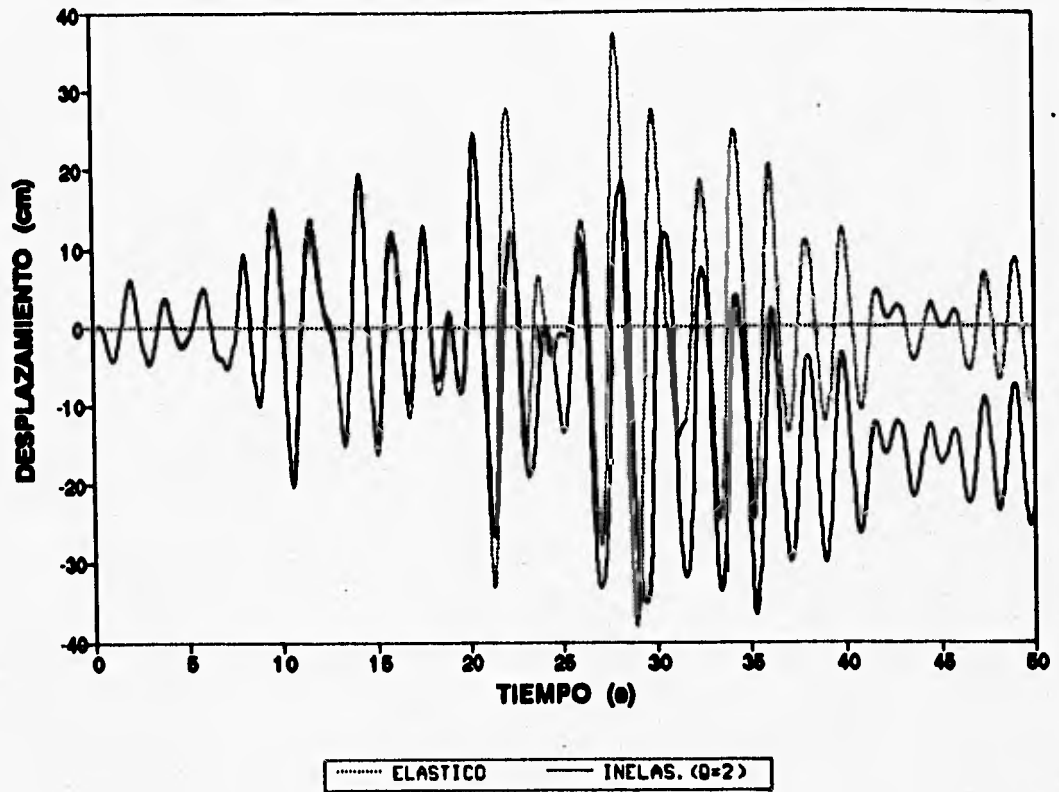


FIG 5.41 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 2, Q = 2

MODELO 2 DESP.RELATIVO/ALT.ENTREPIISO

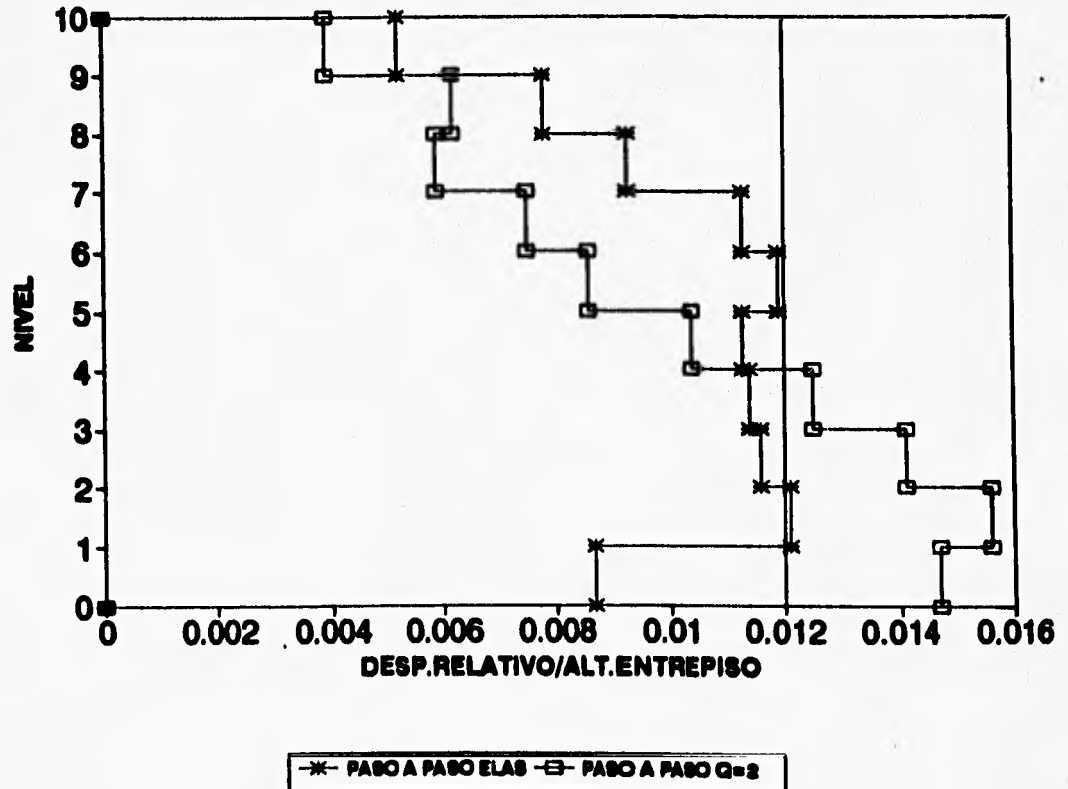


FIG 5.42 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 2, Q = 2

MODELO 2.....COEFICIENTES SISMICOS

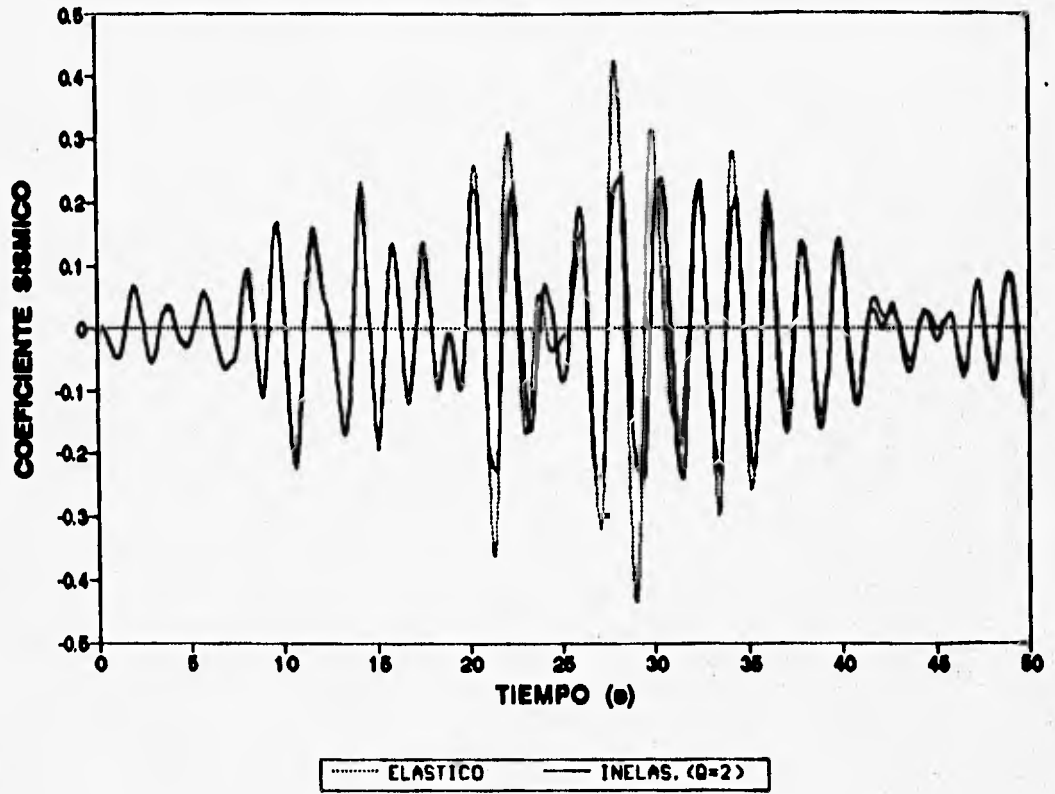


FIG 5.43 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 2, Q=2

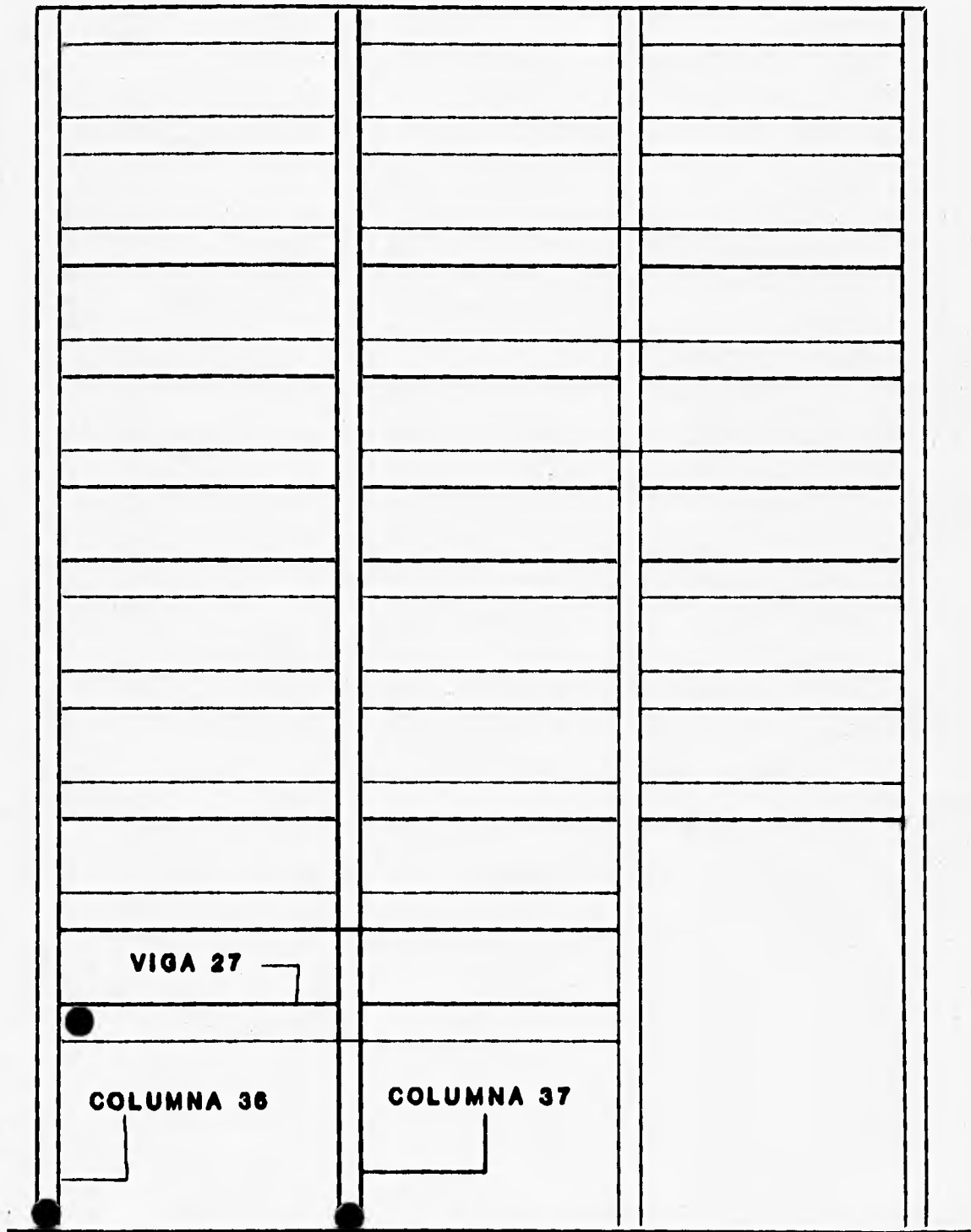


FIG 5.44 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, MODELO 2

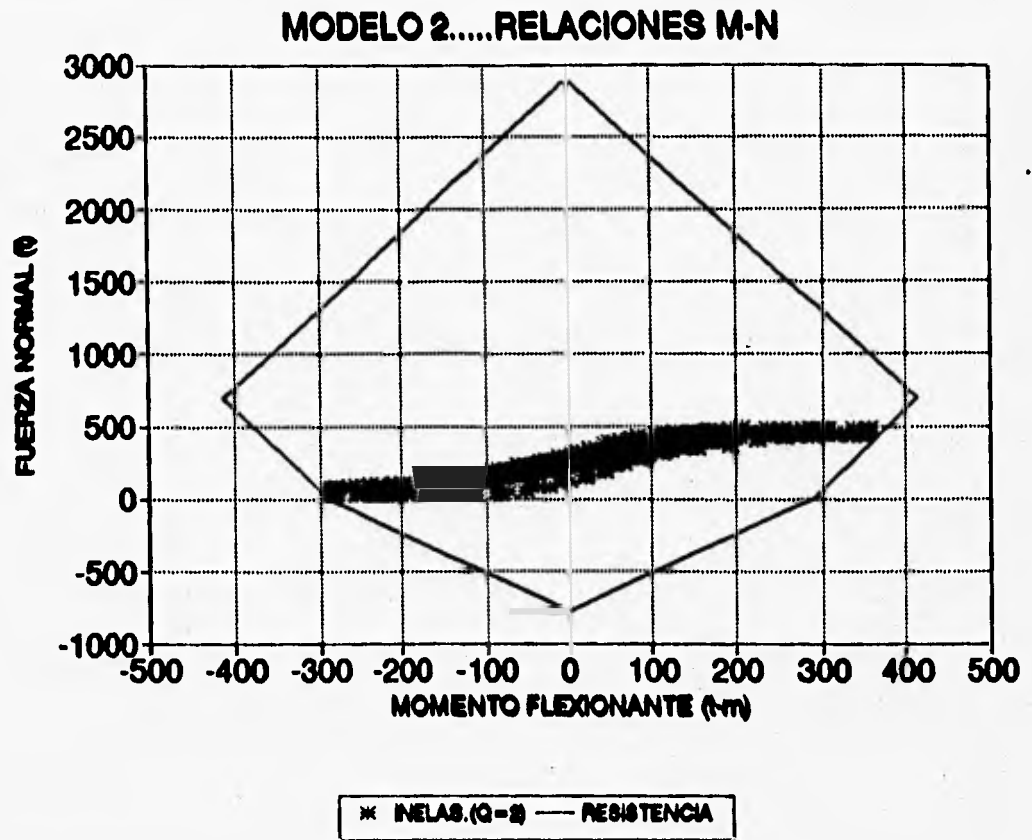


FIG 5.45 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTES EN LA COLUMNA 36, MODELO 2, Q = 2

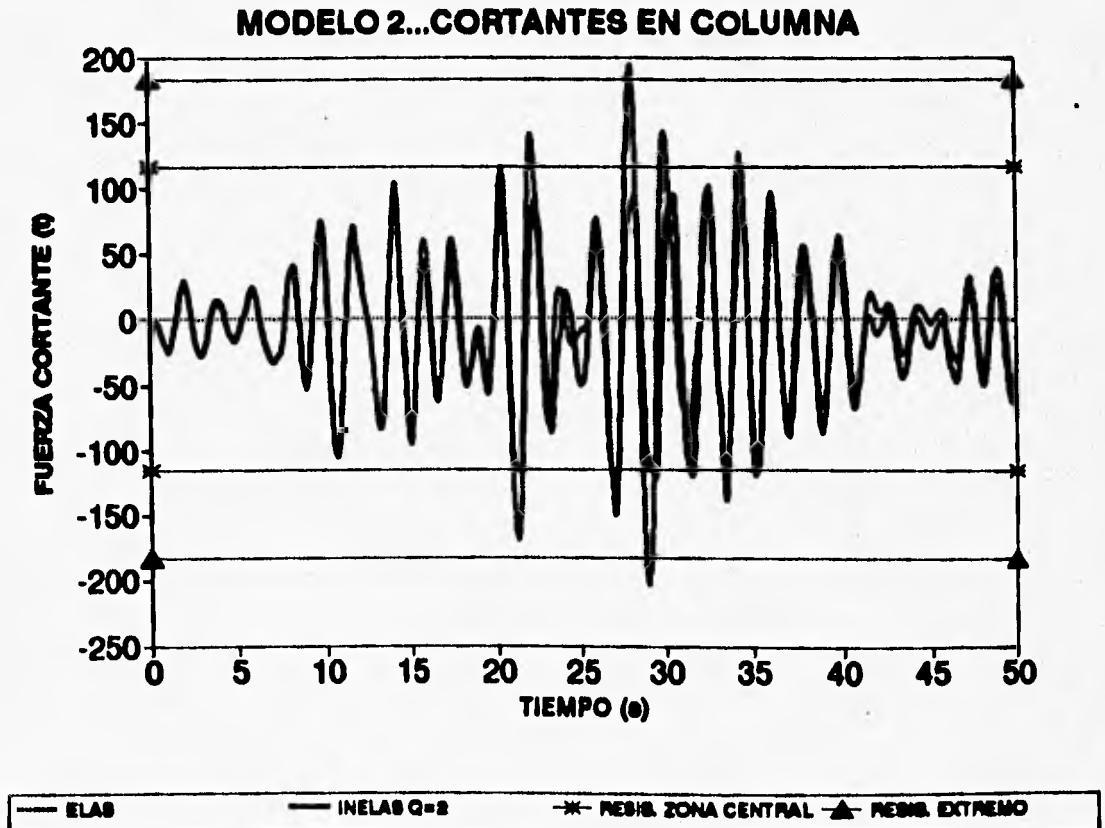


FIG 5.46 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 36, MODELO 2, Q=2

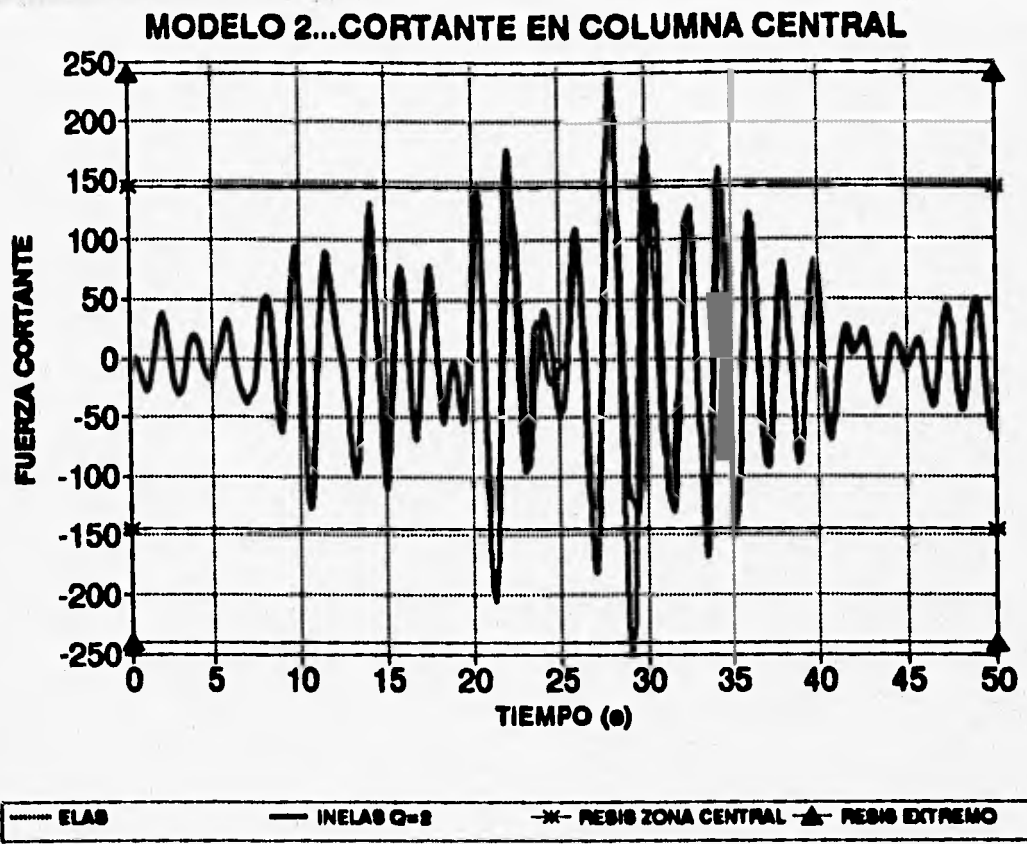


FIG 5.47 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 37, MODELO 2, Q = 2

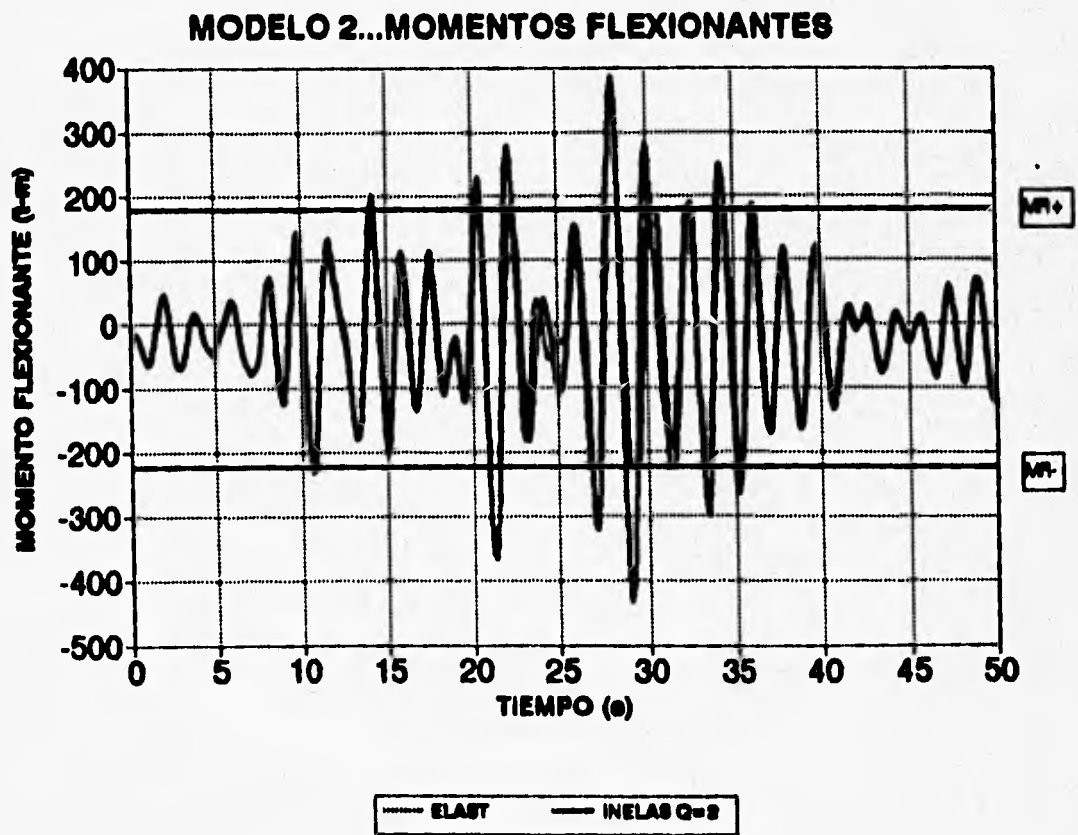


FIG 5.48 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 27, MODELO 2, Q = 2

MODELO 2...CORTANTE EN VIGA

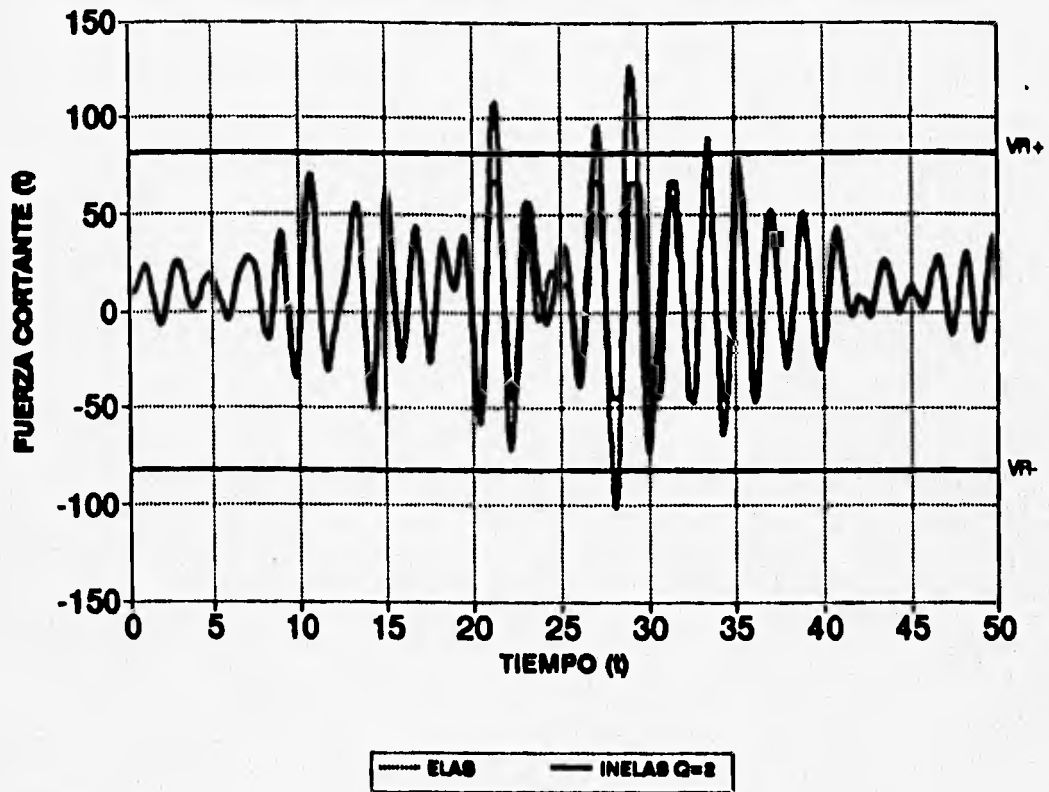


FIG 5.49 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 27, MODELO 2, Q = 2

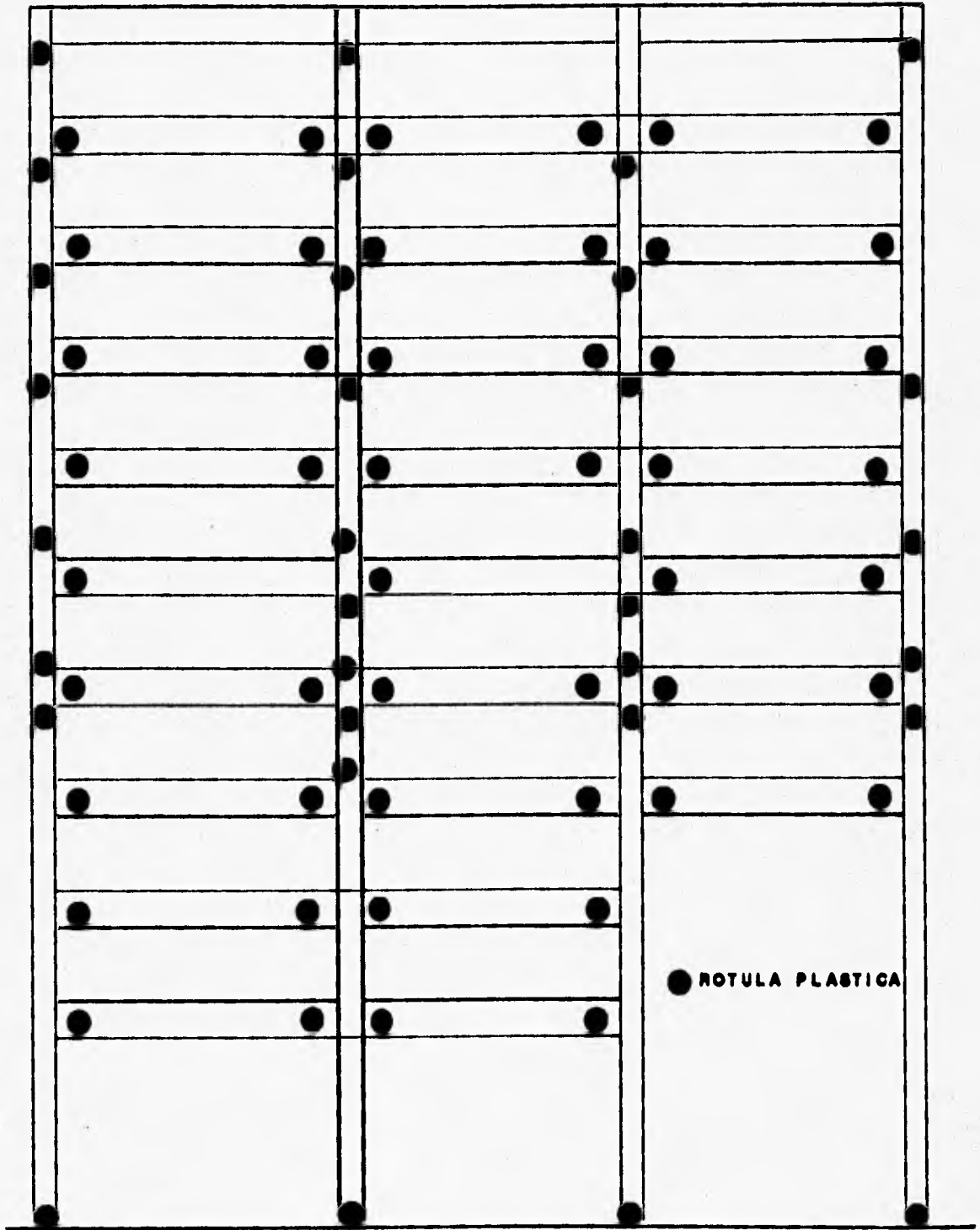


FIG 5.50 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 2,
 $Q=2$

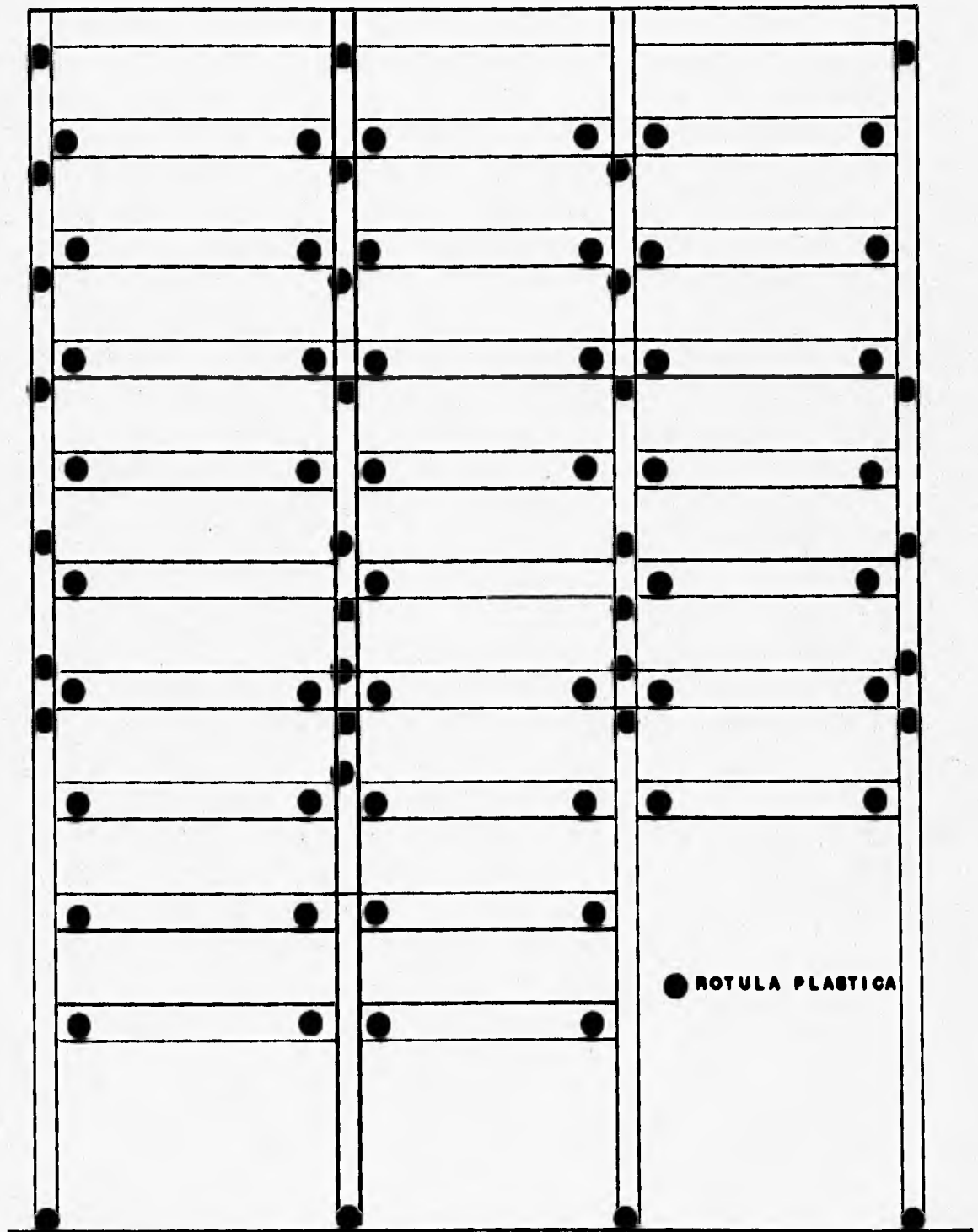
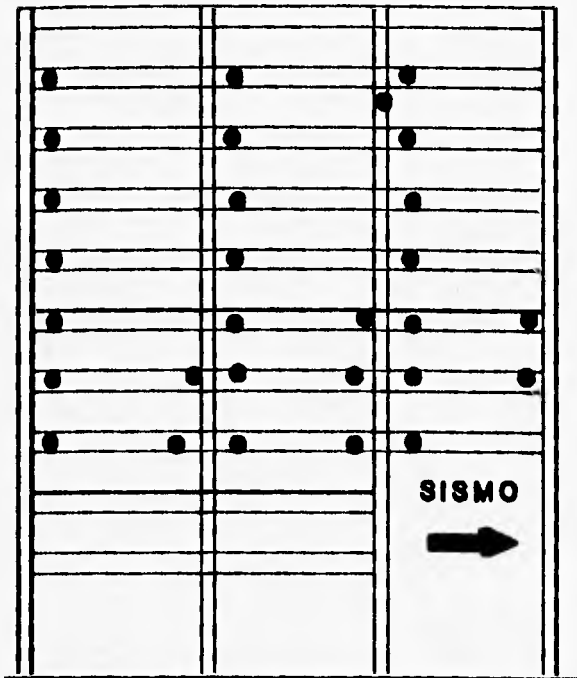
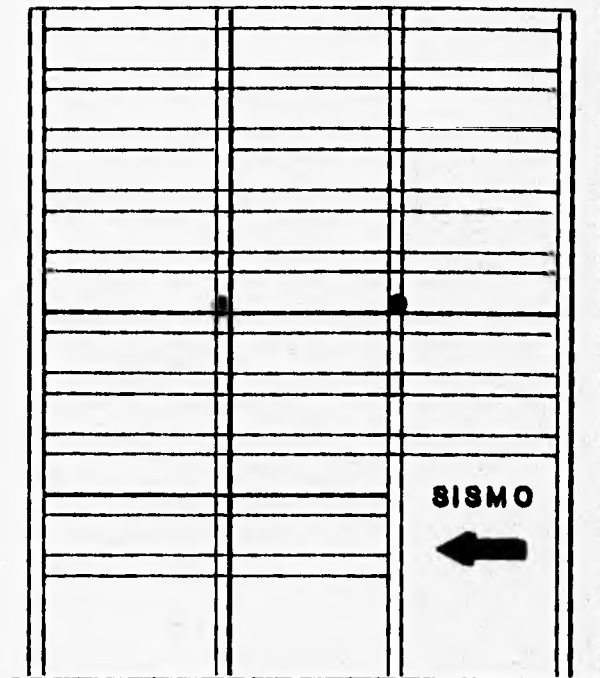


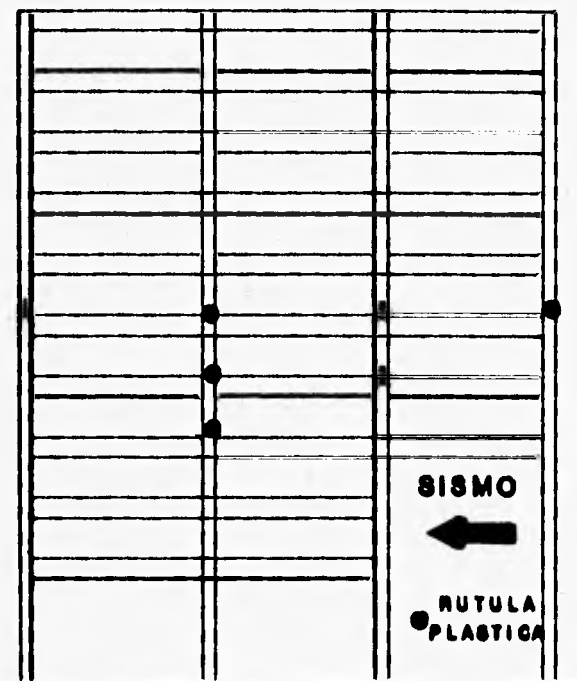
FIG 5.50 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 2,
 $Q = 2$



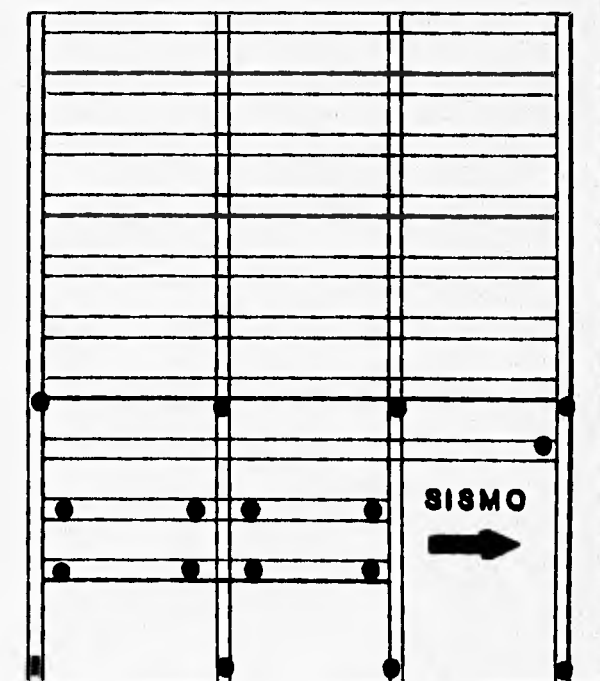
a) INTERVALO DE 20.36 A 20.46 (s)



b) INTERVALO DE 21.16 A 21.16 (s)

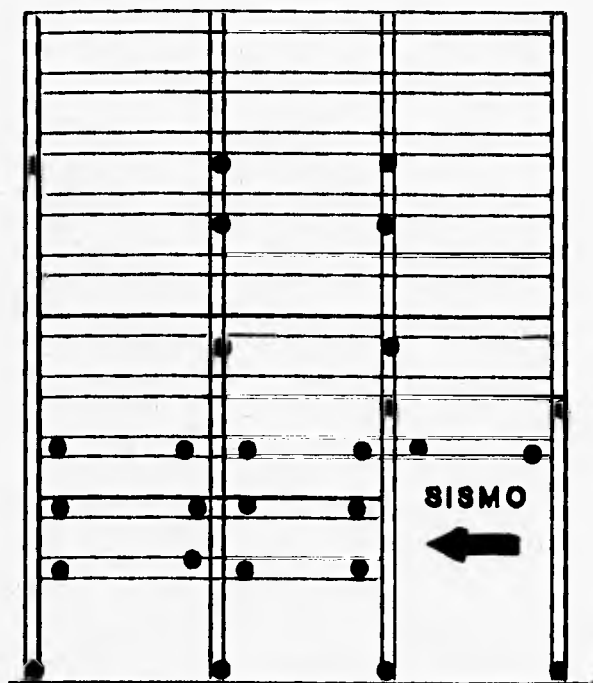


c) INTERVALO DE 27.20 A 27.98 (s)

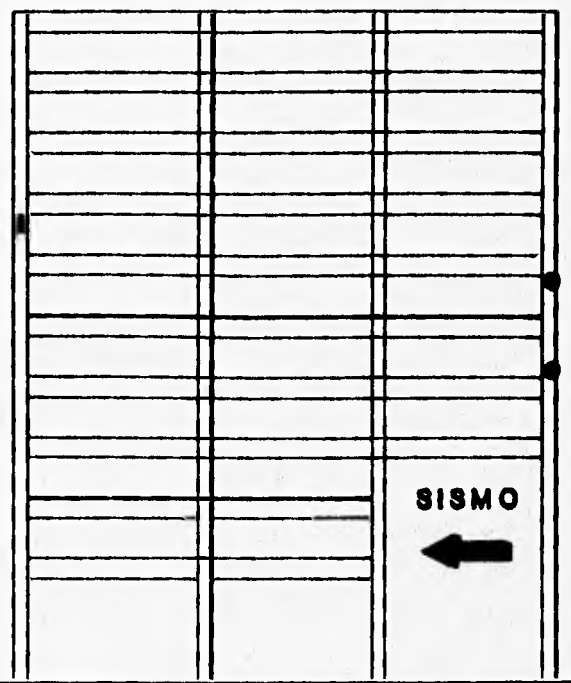


d) INTERVALO DE 28.34 A 28.38 (s)

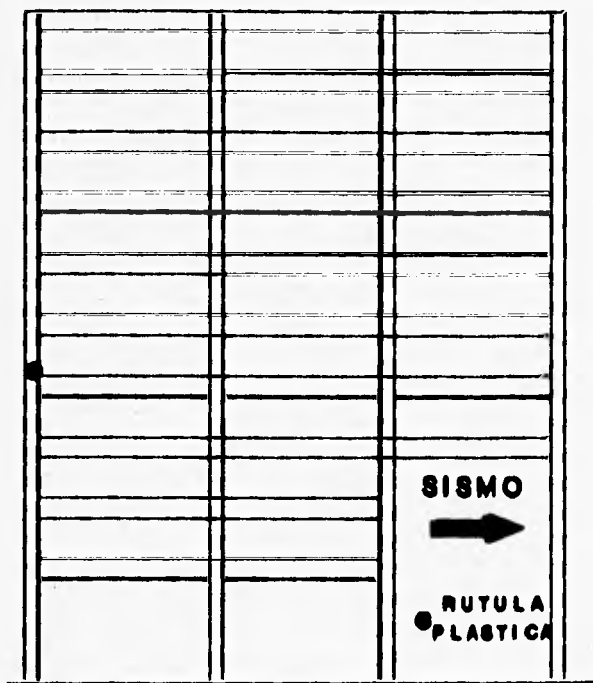
FIG 5.51 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 2, $Q=2$



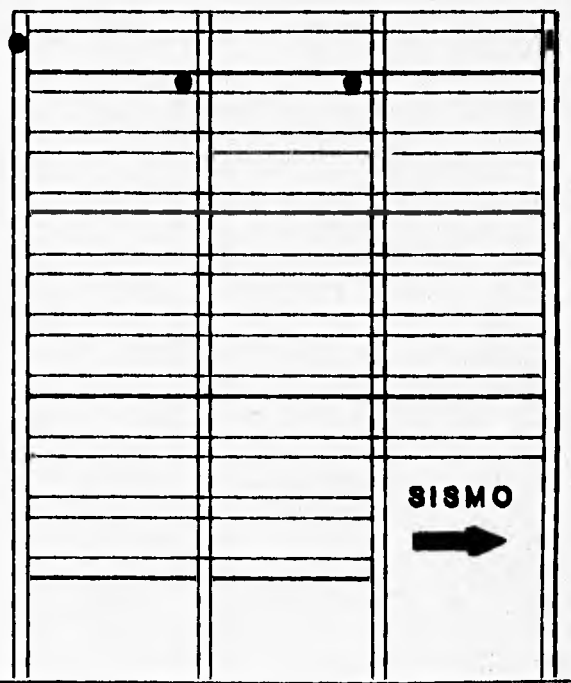
e) INTERVALO DE 29.08 A 29.50 (s)



f) INTERVALO DE 31.28 A 31.30 (s)

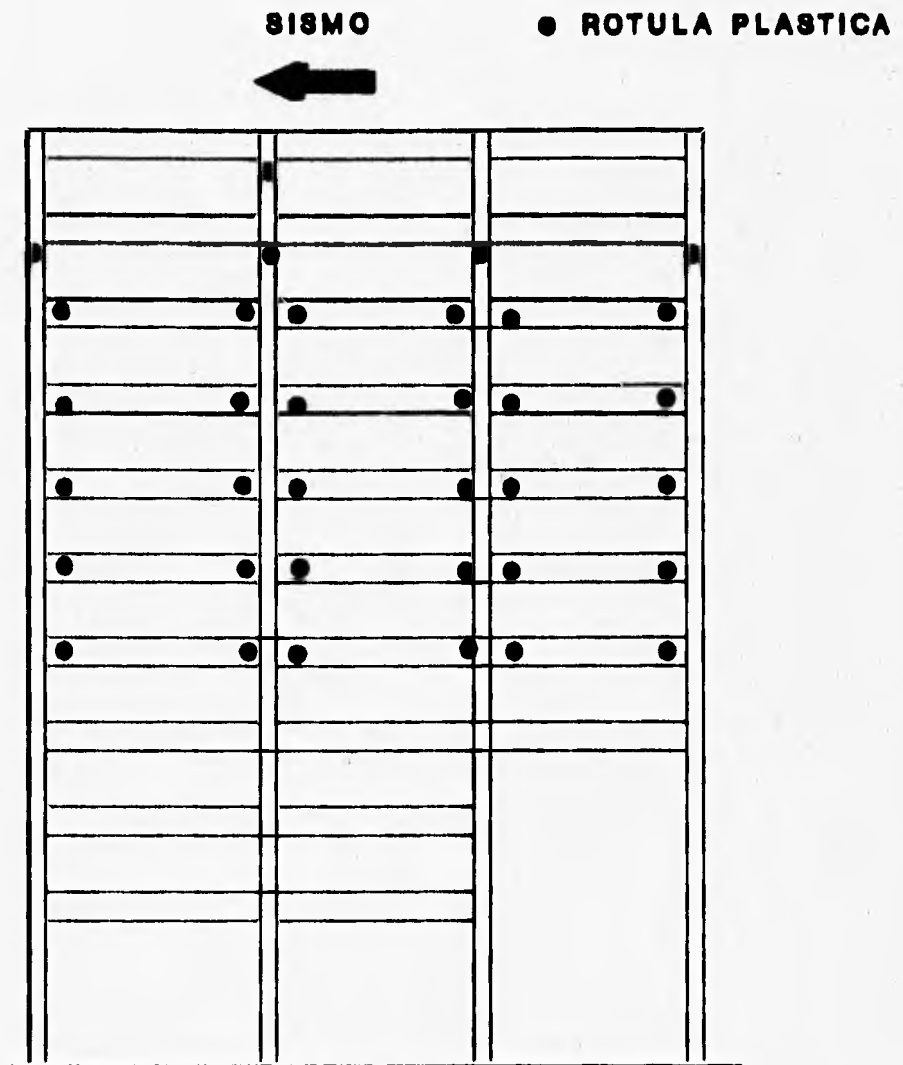


g) INTERVALO DE 32.32 A 32.32 (s)



h) INTERVALO DE 33.26 A 33.28 (s)

FIG 5.51 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 2, $Q = 2$ (CONTINUA)



I) INTERVALO DE 36.26 A 36.34 (e)

FIG 5.51 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 2, $Q = 2$ (CONTINUA)

MODELO 2...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

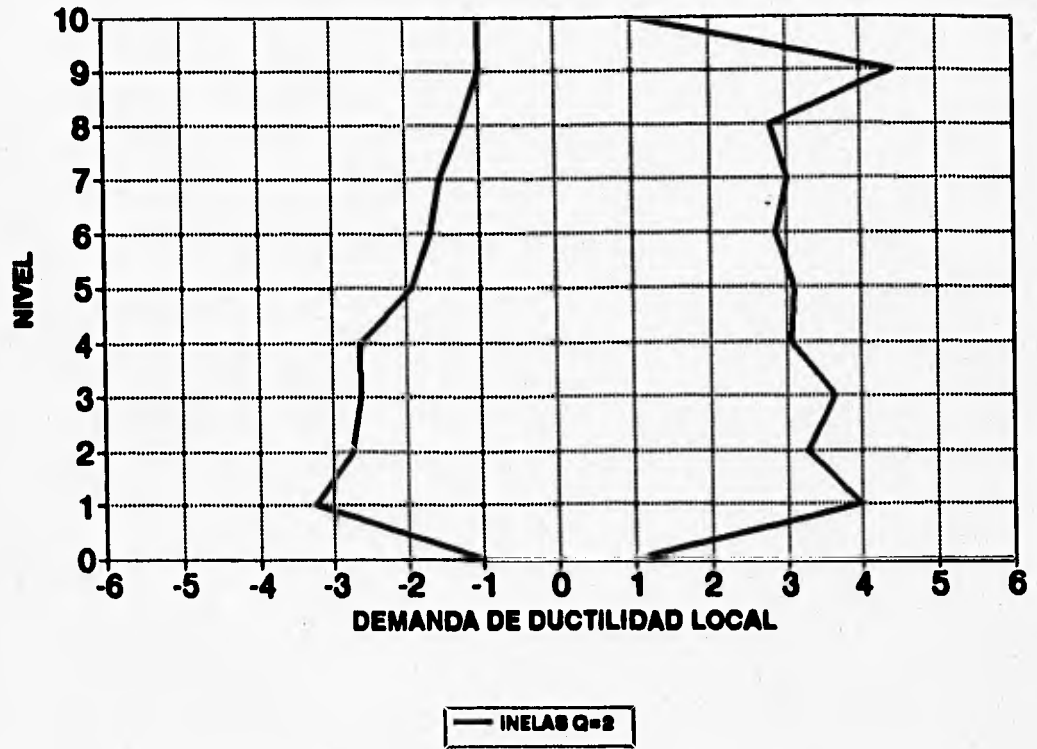


FIG 5.52 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 2, Q=2

MODELO 2...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

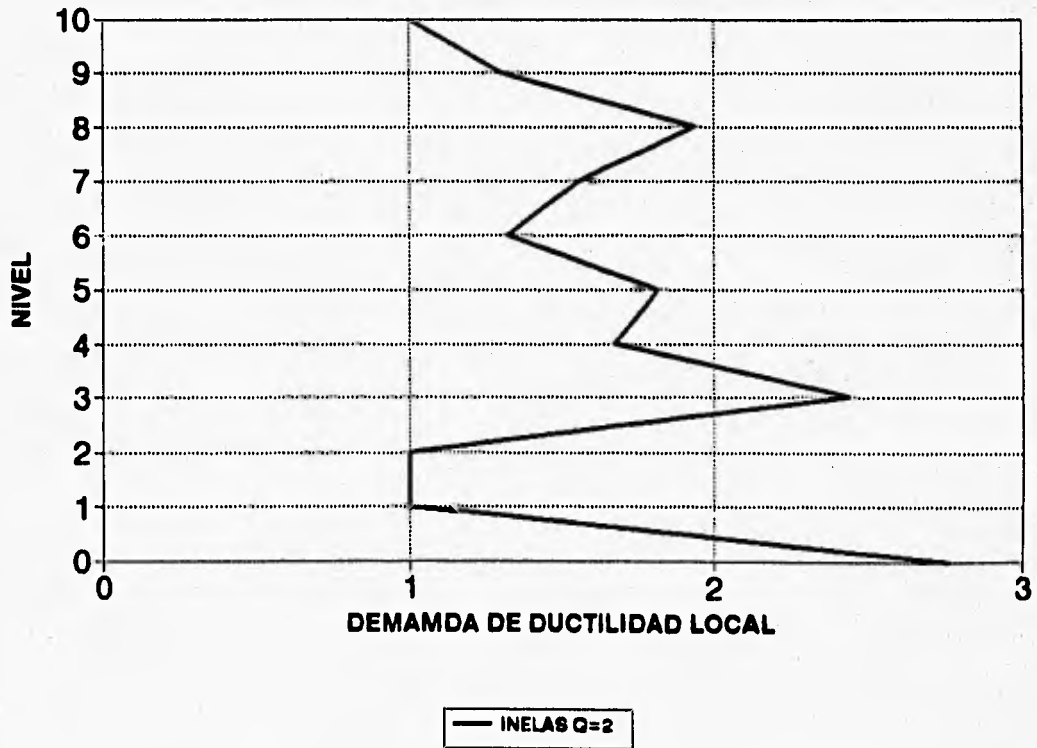


FIG 5.53 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=2

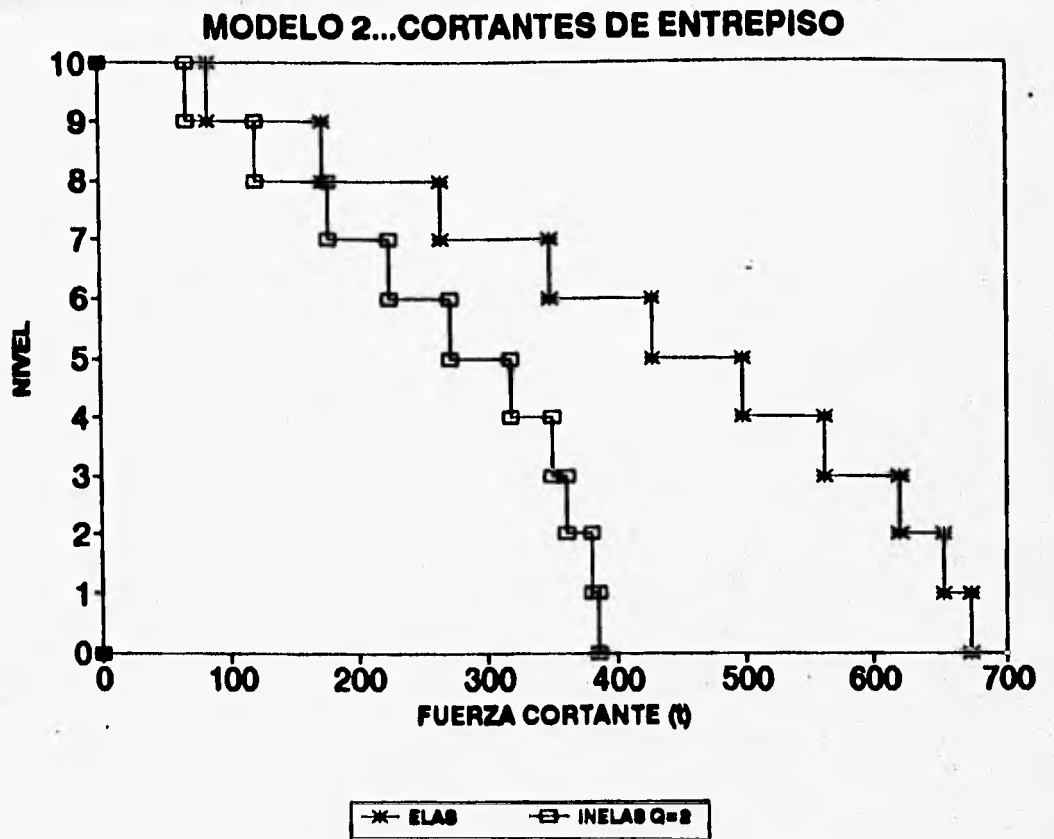


FIG 5.54 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 2, Q = 2

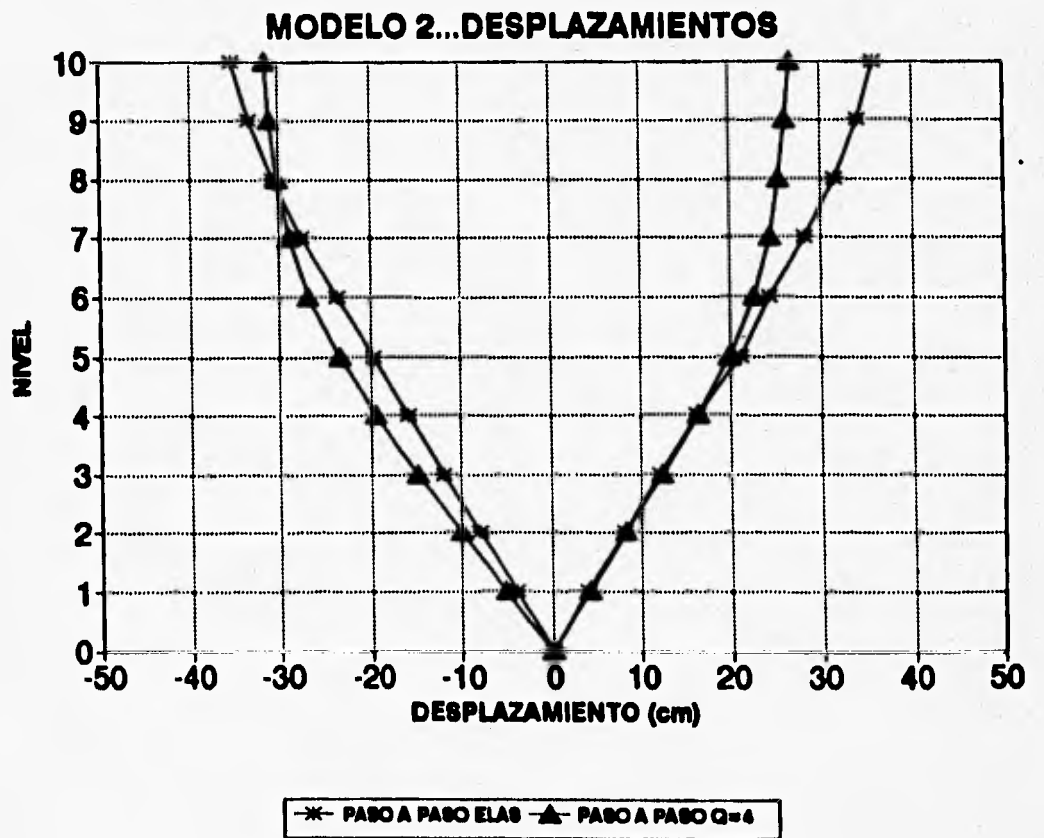


FIG 5.55 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS LATERALES, MODELO 2, Q = 4

MODELO 2.....DESPLAZAMIENTOS AZOTEA

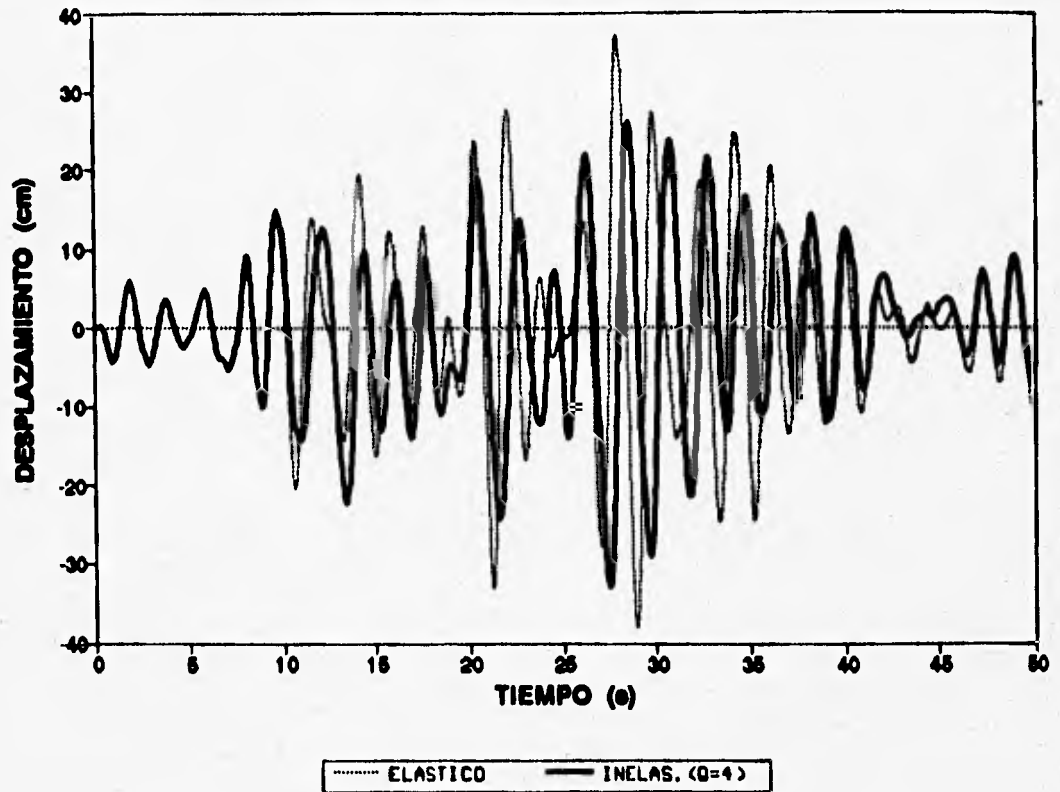


FIG 5.56 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 2, Q = 4

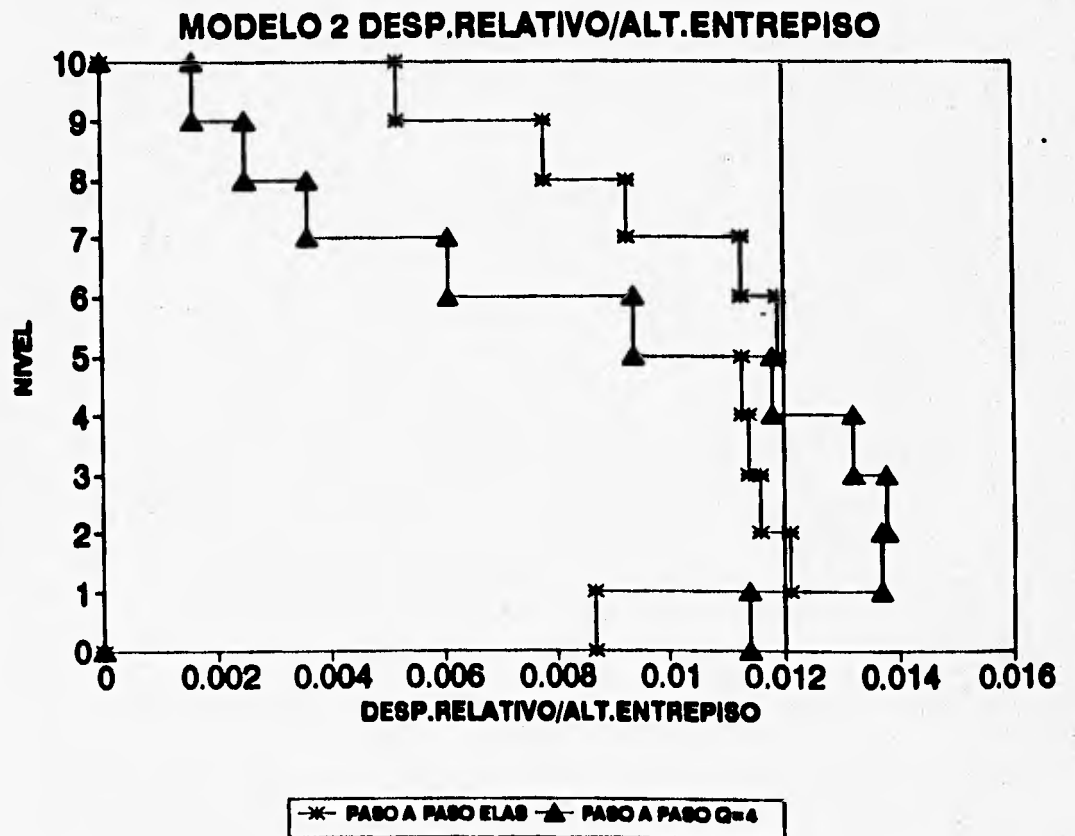


FIG 5.57 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 2, Q = 4

MODELO 2....COEFICIENTES SISMICOS

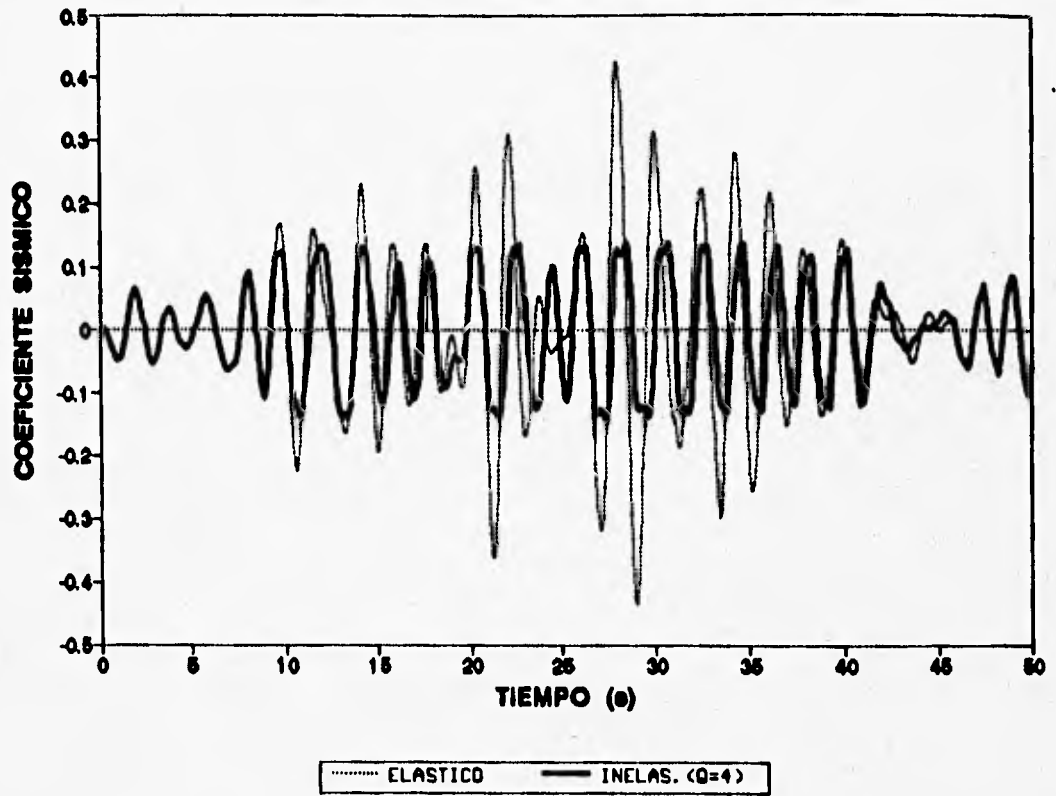


FIG 5.58 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 2, Q=4

MODELO 2...RELACIONES M-N

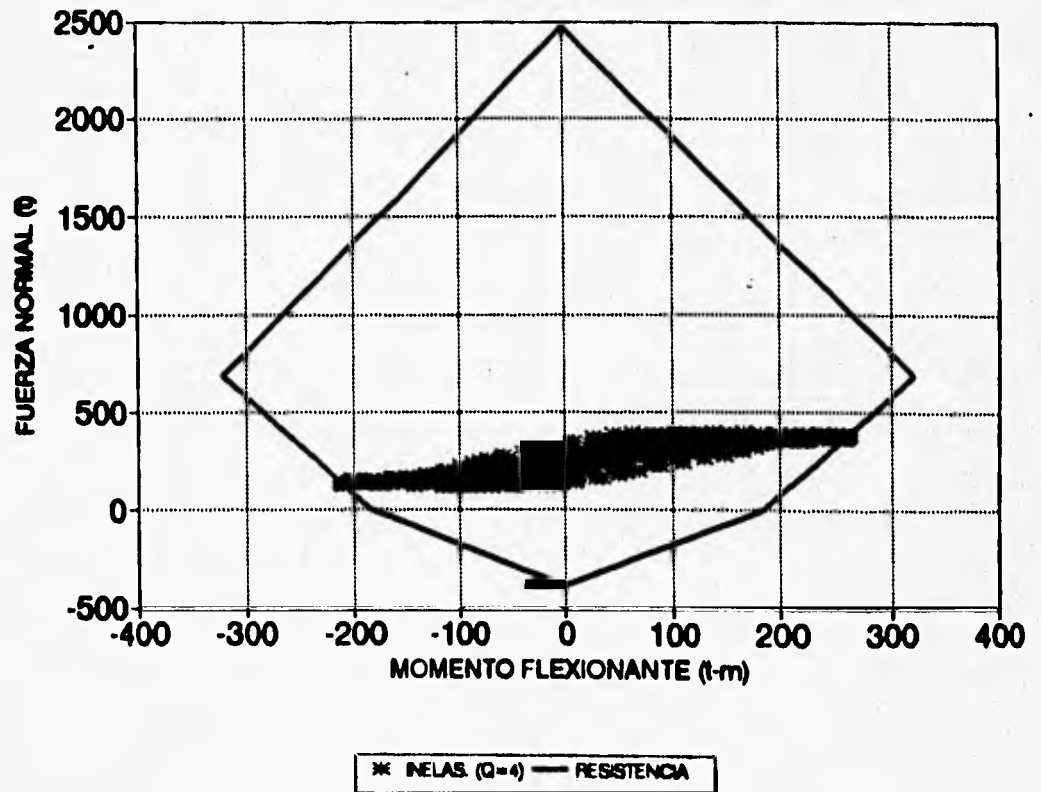


FIG 5.59 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTES EN LA COLUMNA 36, MODELO 2, Q = 4

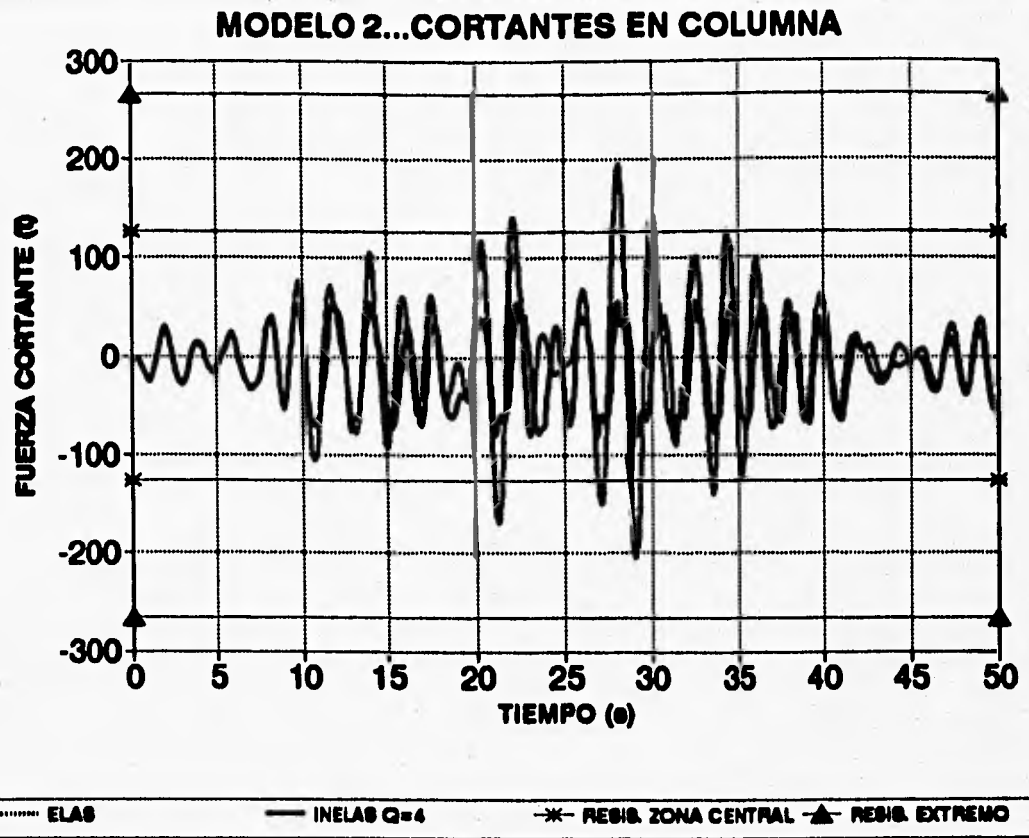


FIG 5.60 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 36, MODELO 2, Q = 4

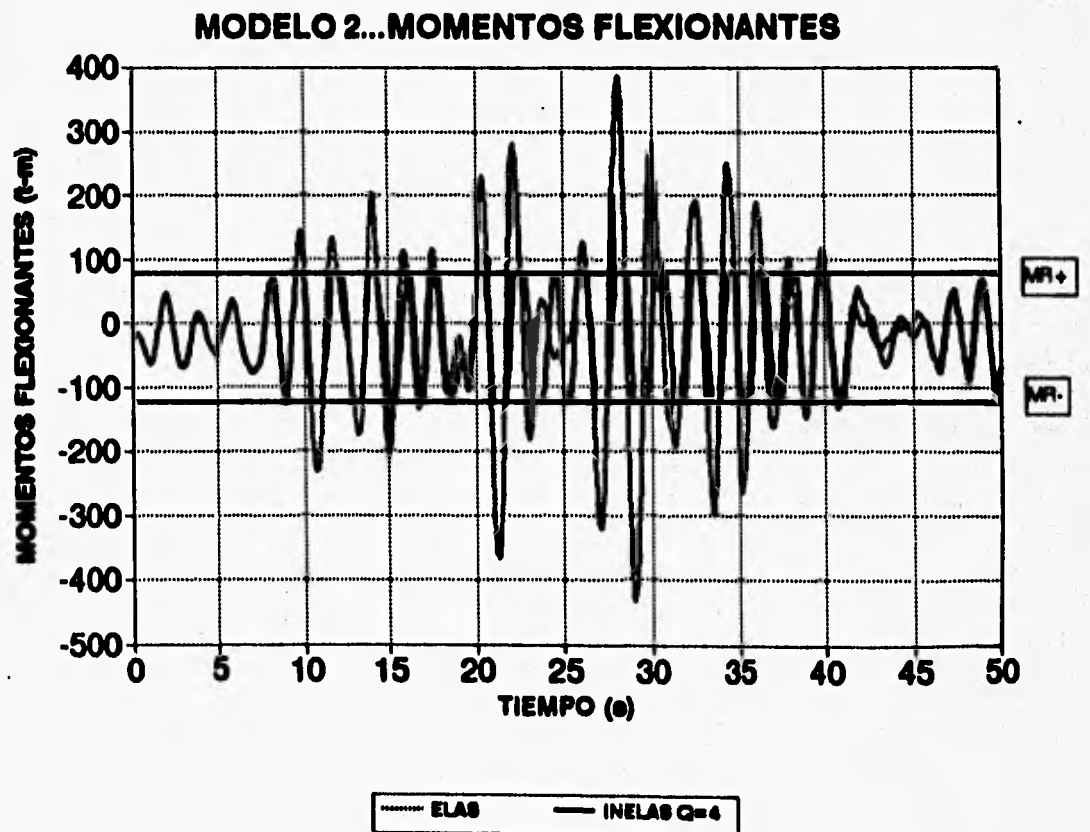


FIG 5.61 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 27, MODELO 2, Q = 4

MODELO 2...CORTANTE EN VIGA

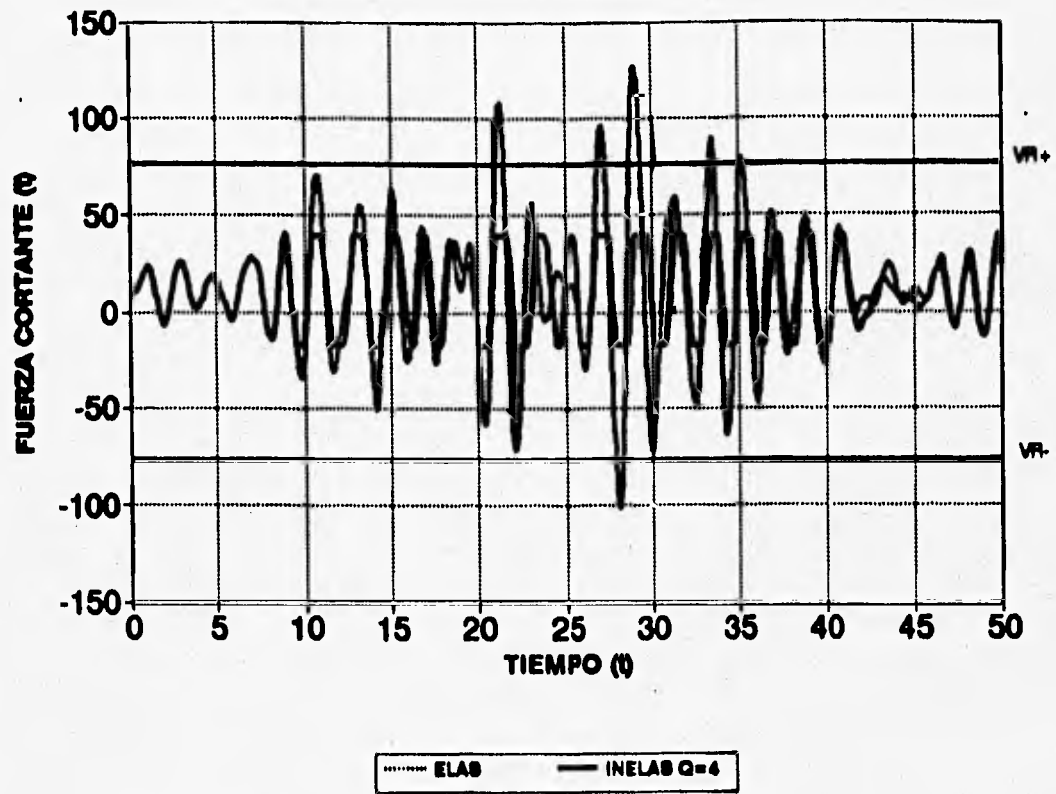
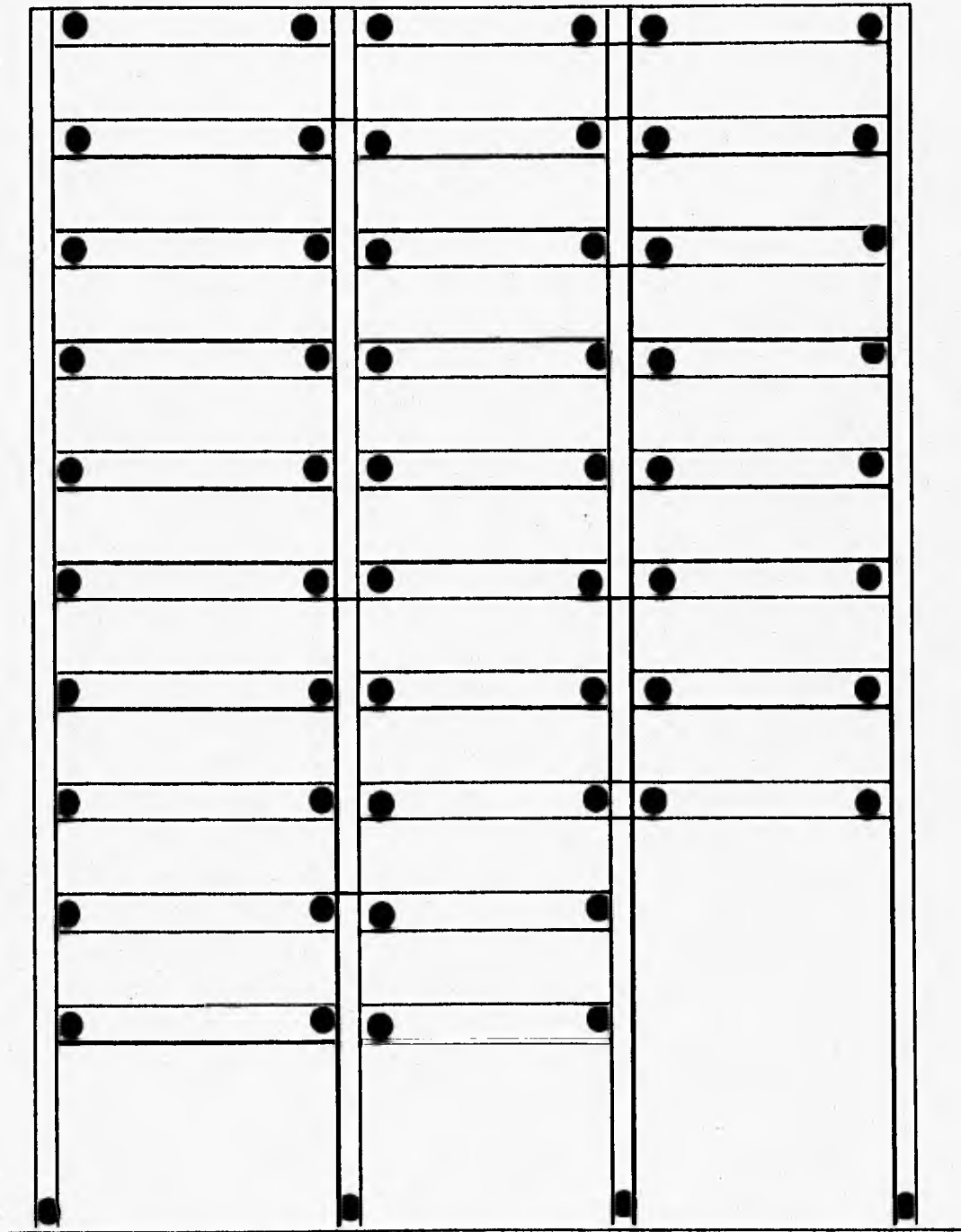
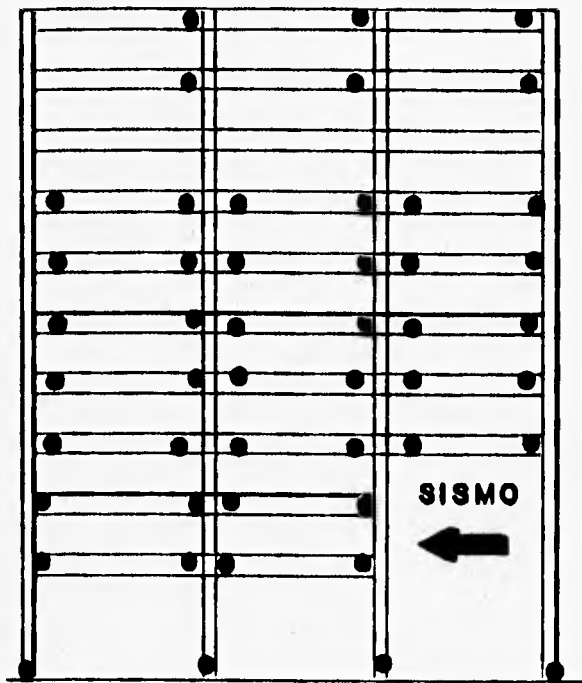


FIG 5.62 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 27, MODELO 2, Q = 4

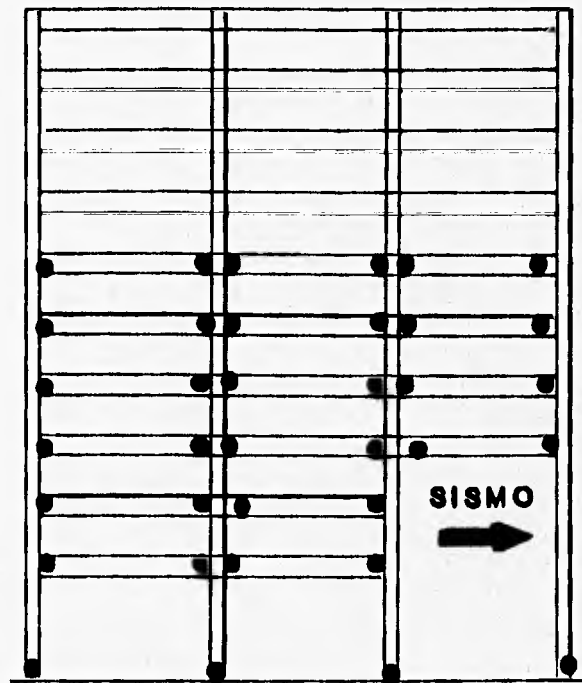


● ROTULA PLASTICA

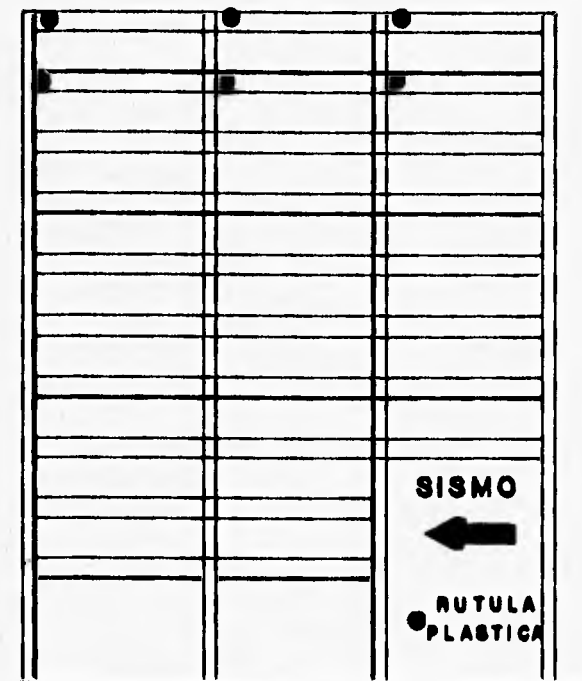
FIG 5.63 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 2,
 $Q = 4$



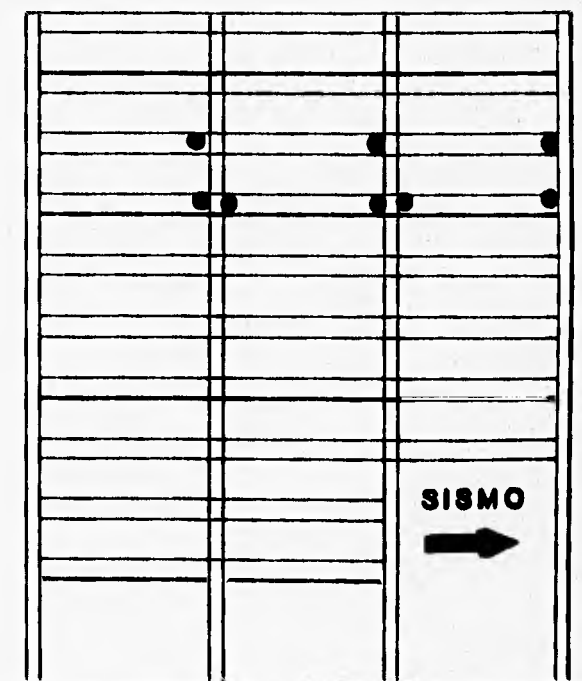
a) INTERVALO DE 27.44 A 28.10 (s)



b) INTERVALO DE 28.58 A 28.74 (s)



c) INTERVALO DE 29.10 A 30.00 s



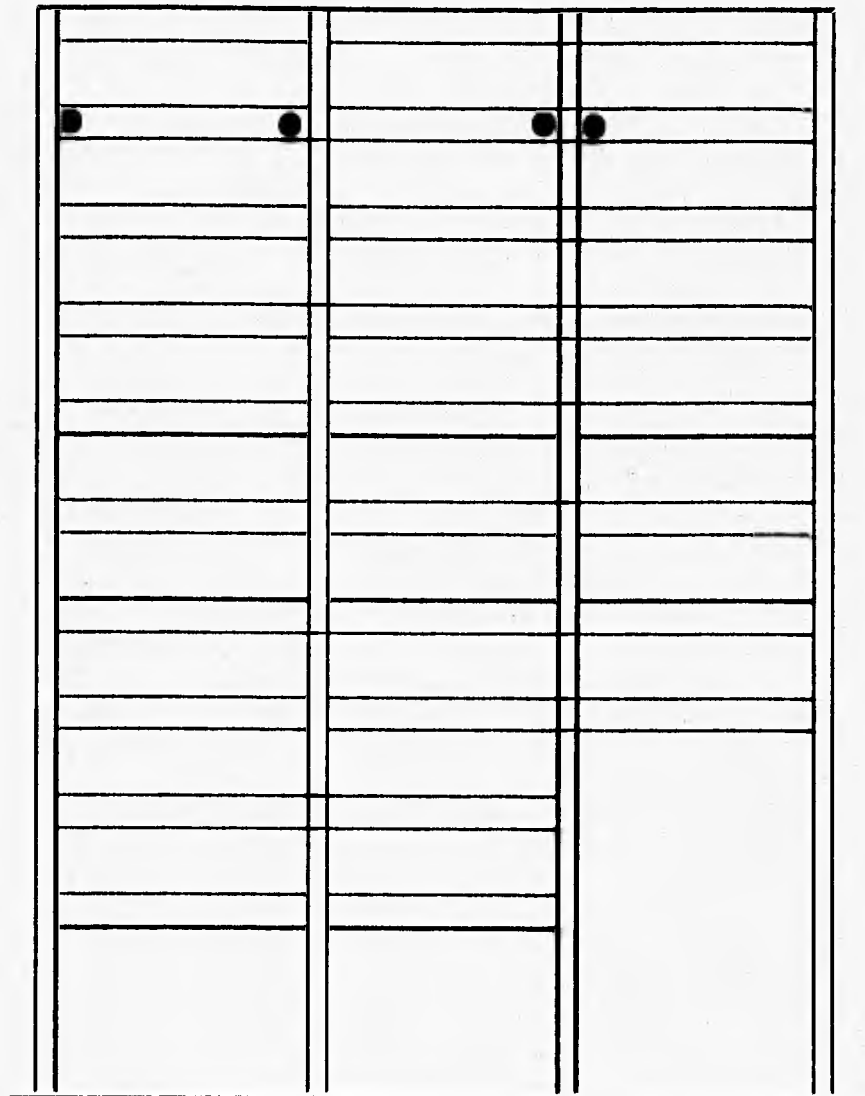
d) INTERVALO DE 34.44 A 35.00 s

FIG 5.64 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 2, $Q=4$

SISMO



● ROTULA PLASTICA



●) INTERVALO DE 36.38 A 36.60 ●

FIG 5.63 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 2, Q = 4 (CONTINUA)

MODELO 2...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

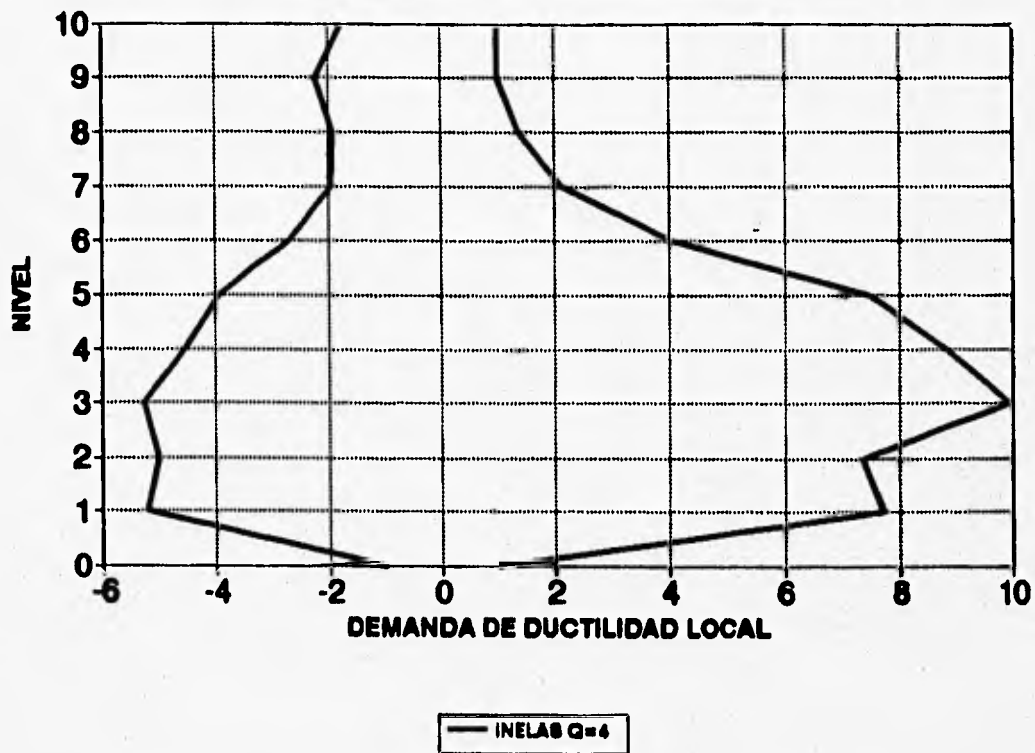


FIG 5.65 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 2, $Q=4$

MODELO 2...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

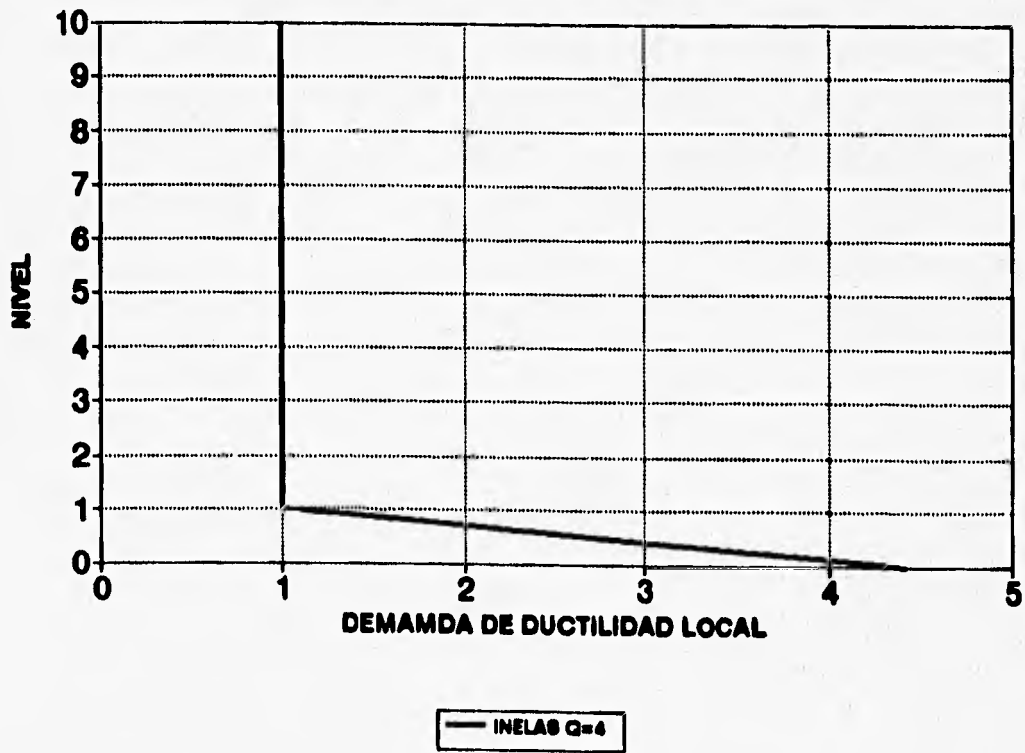


FIG 5.66 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 2, $Q=4$

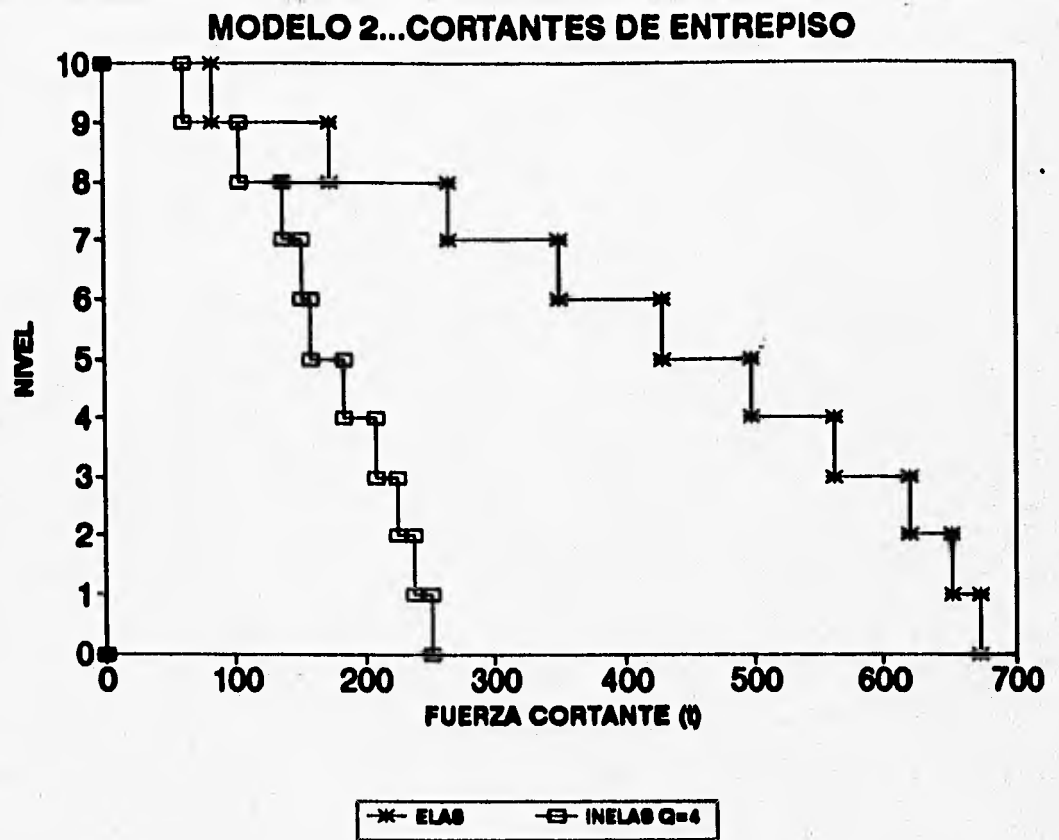


FIG 5.67 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 2, Q = 4

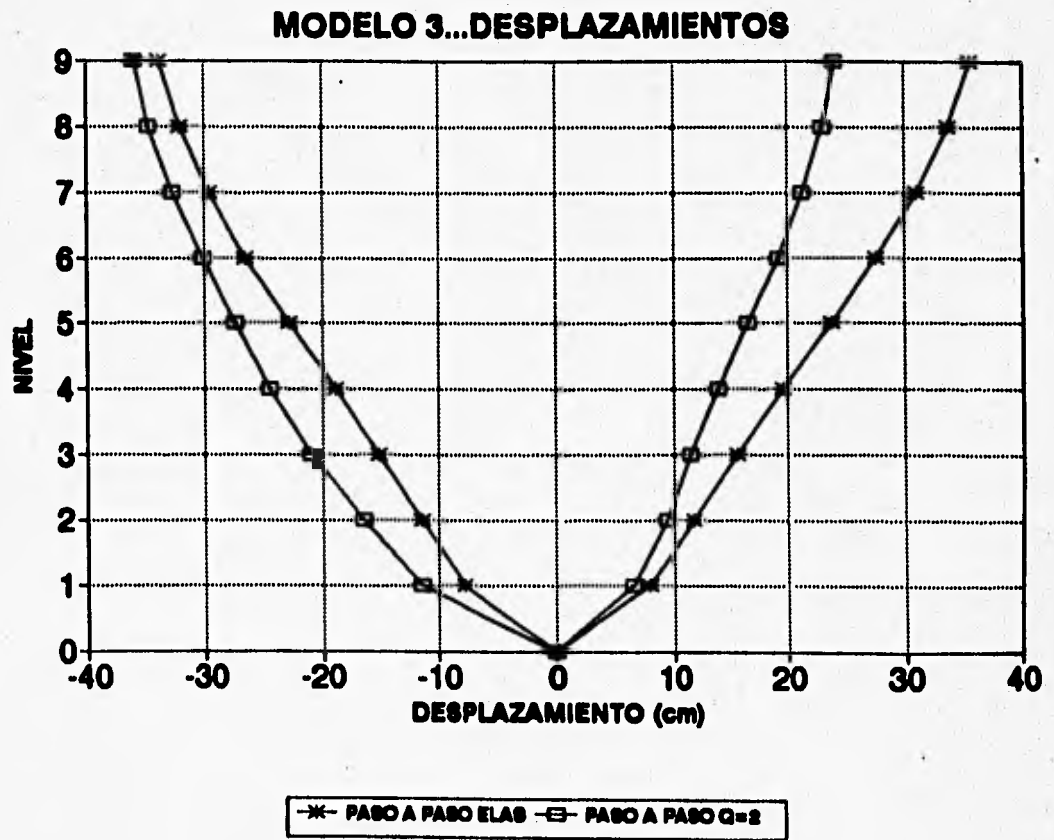


FIG 5.68 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS LATERALES, MODELO 3, Q = 2

MODELO 3.....DESPLAZAMIENTOS AZOTEA

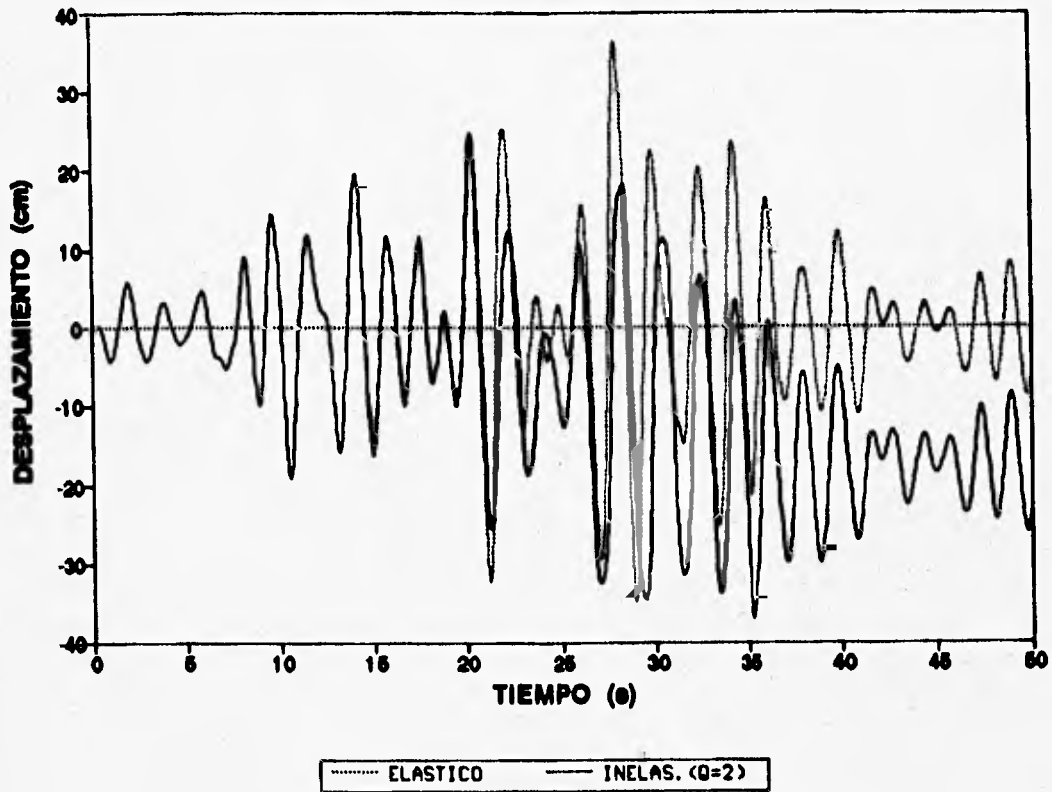


FIG 5.69 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 3, Q = 2

MODELO 3 DESP.RELATIVO/ALT.ENTREPISO

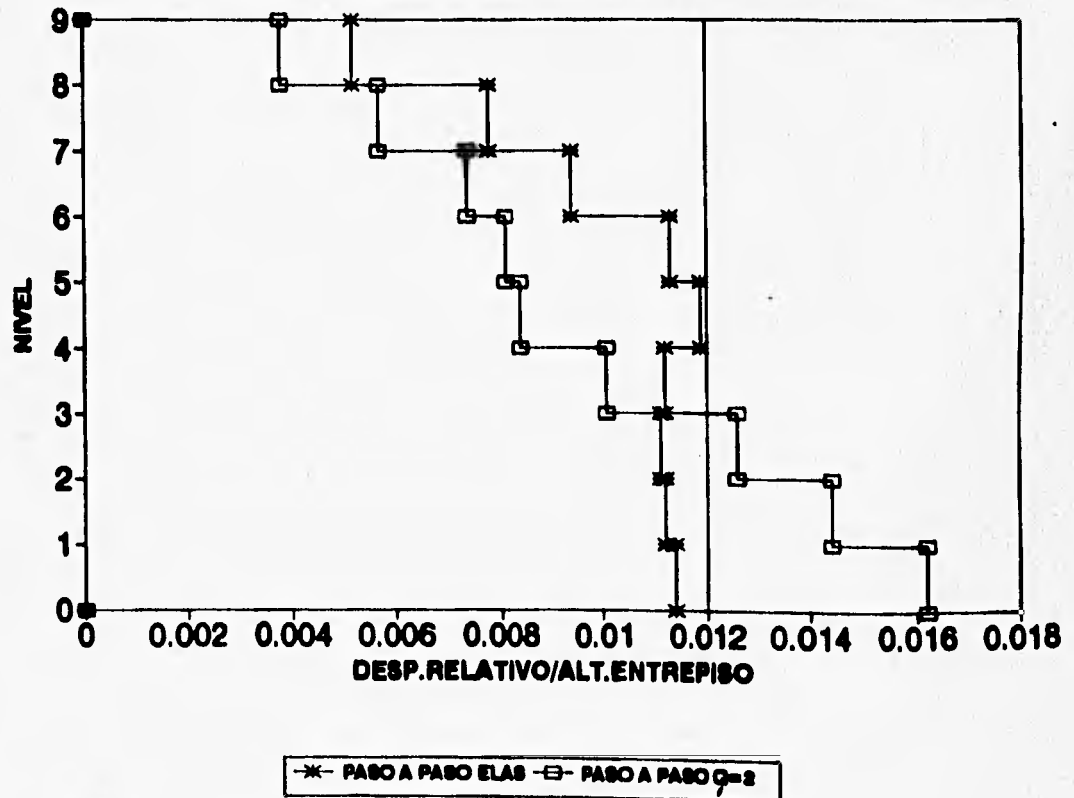


FIG 5.70 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 3, Q = 2

MODELO 3...COEFICIENTES SISMICOS

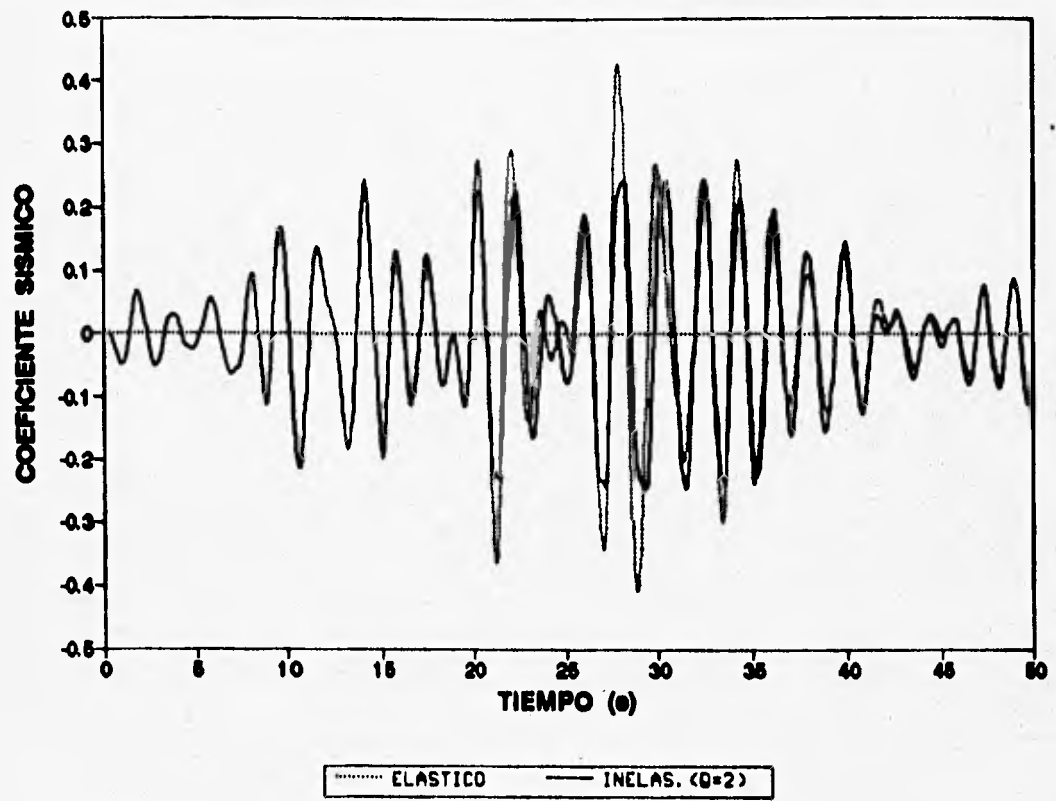


FIG 5.71 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 3, Q=2

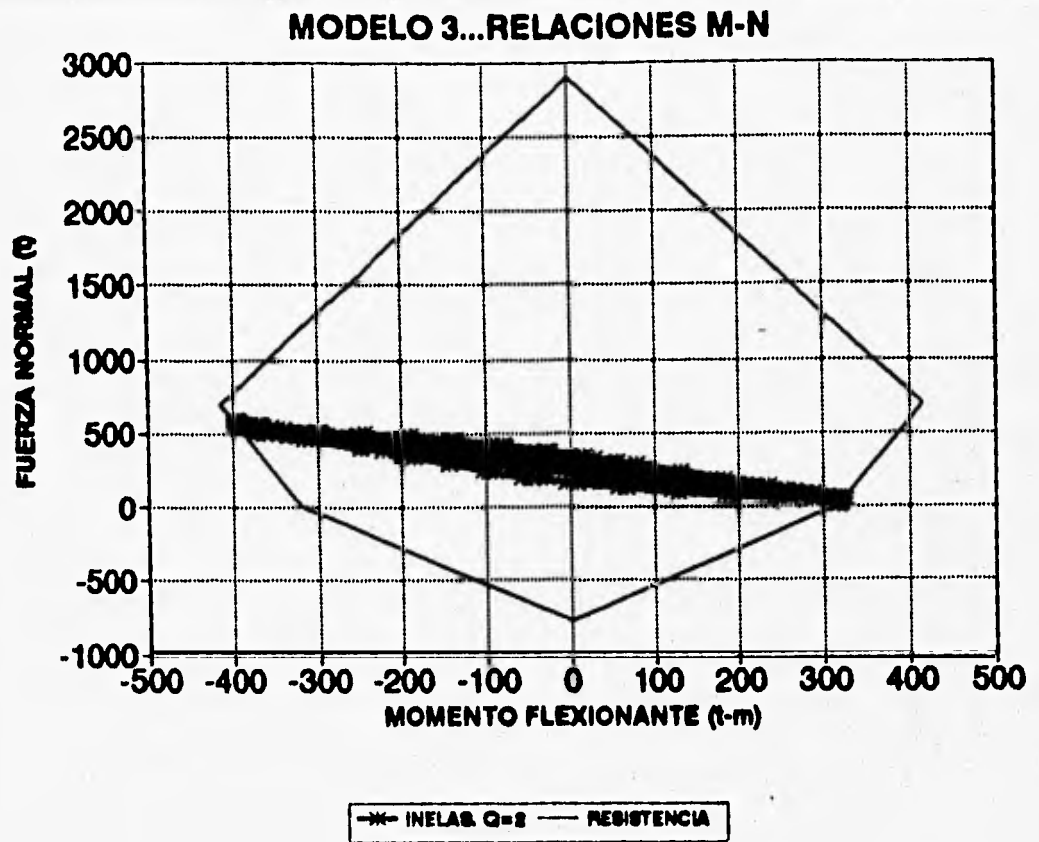


FIG 5.73 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTES EN LA COLUMNA 33, MODELO 3, Q = 2

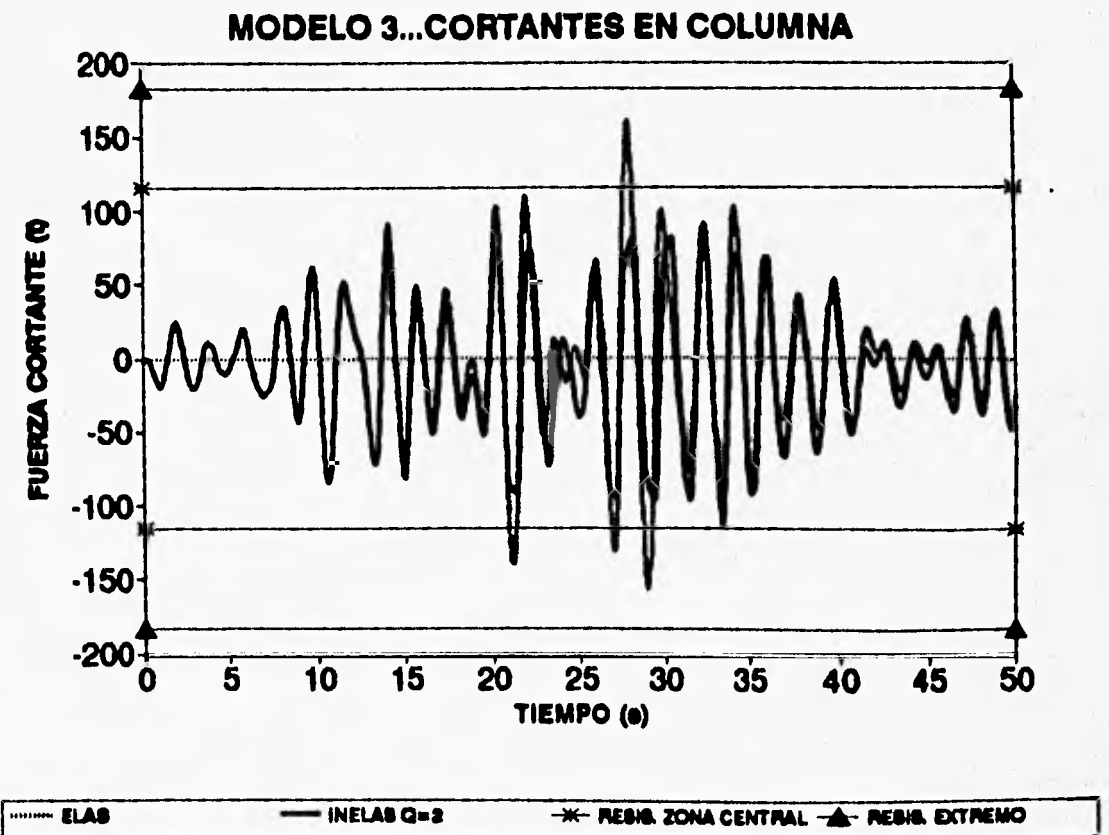


FIG 5.74 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 33,

MODELO 3...MOMENTOS EN VIGA

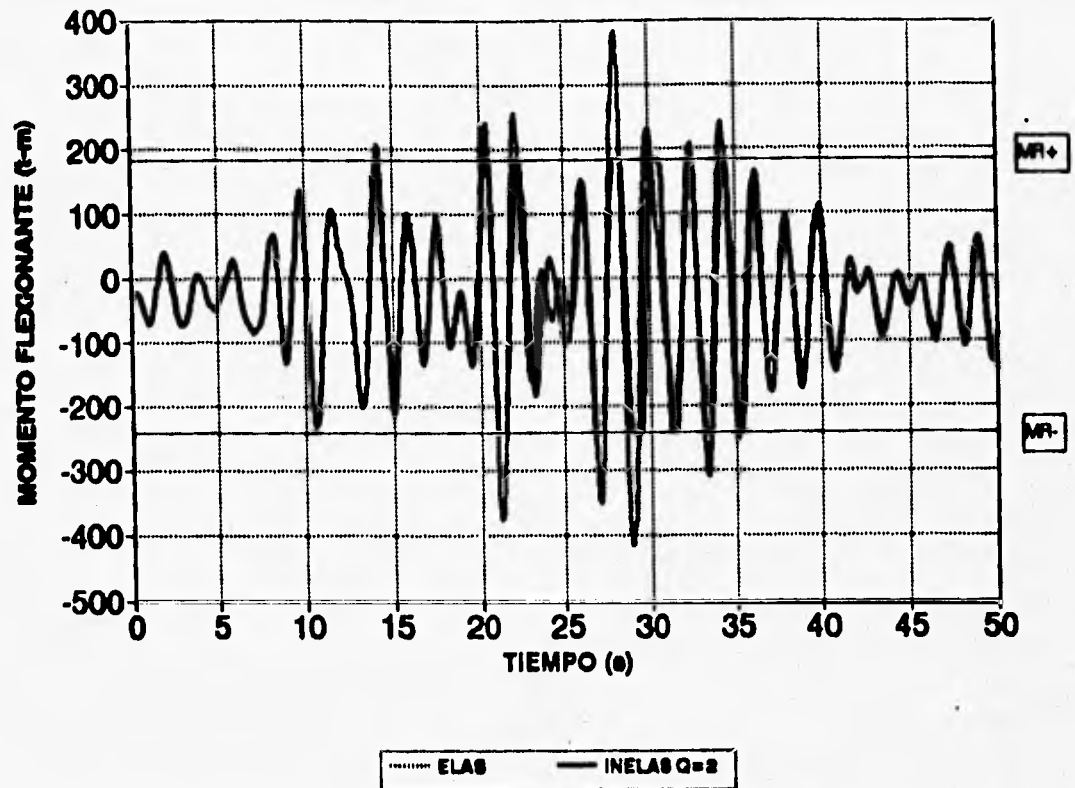


FIG 5.75 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 27, MODELO 3, Q = 2

MODELO 3...CORTANTE EN VIGA

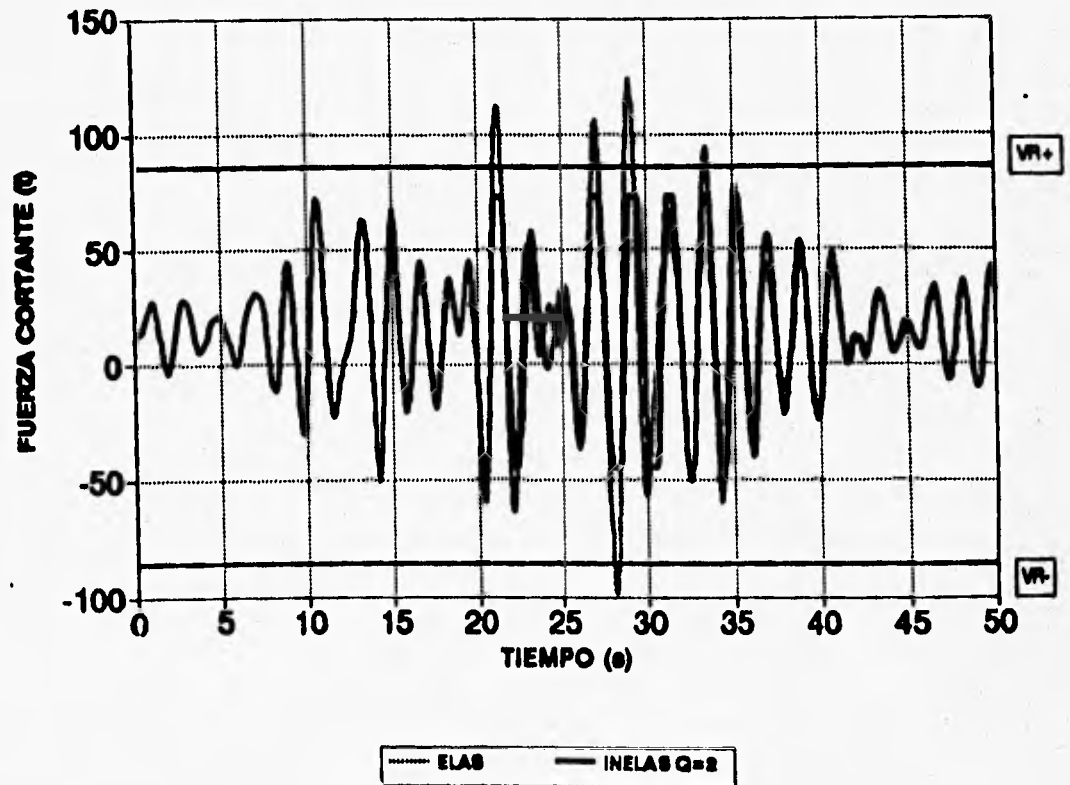


FIG 5.76 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 27, MODELO 3, Q = 2

● ROTULA PLASTICA

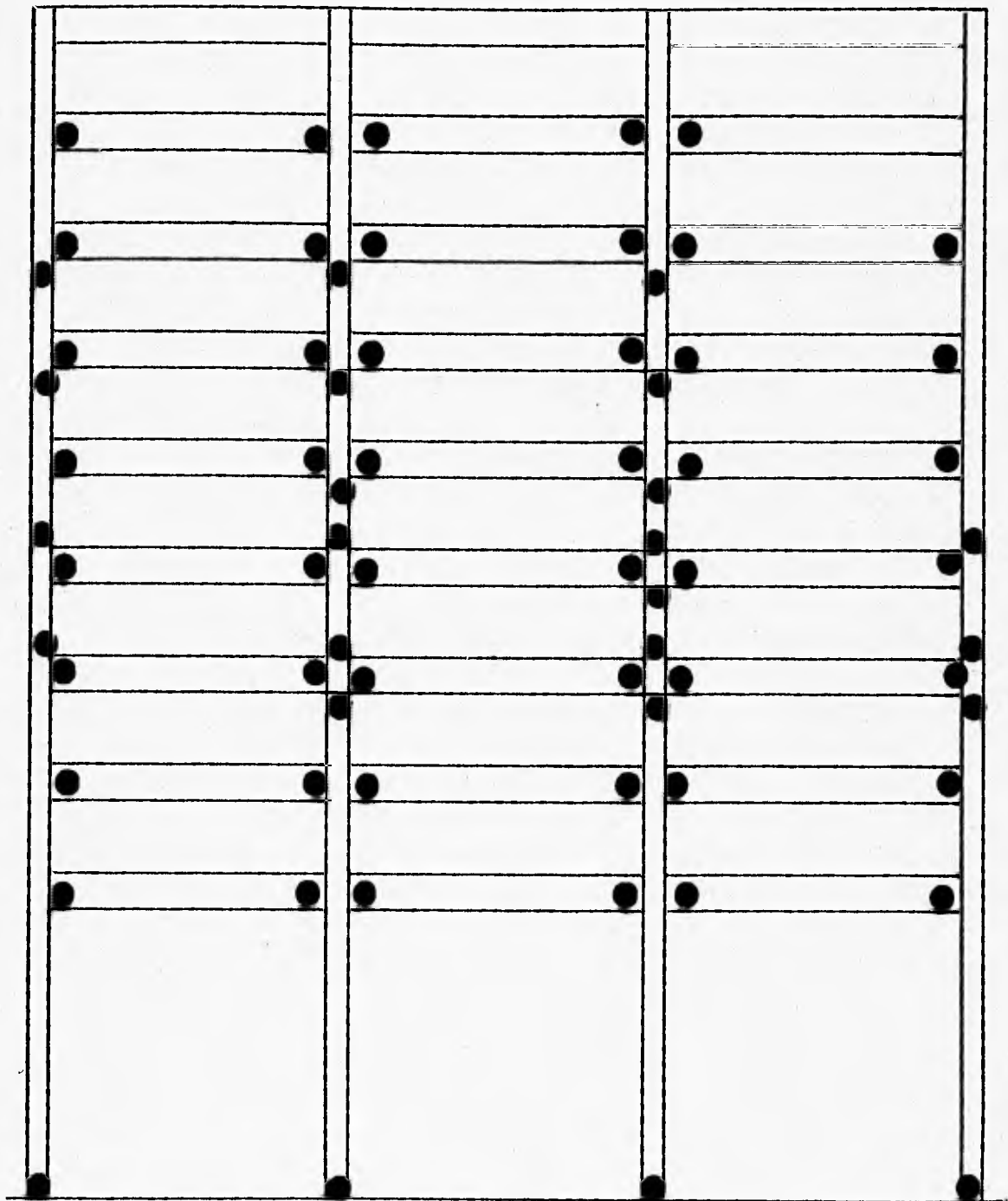
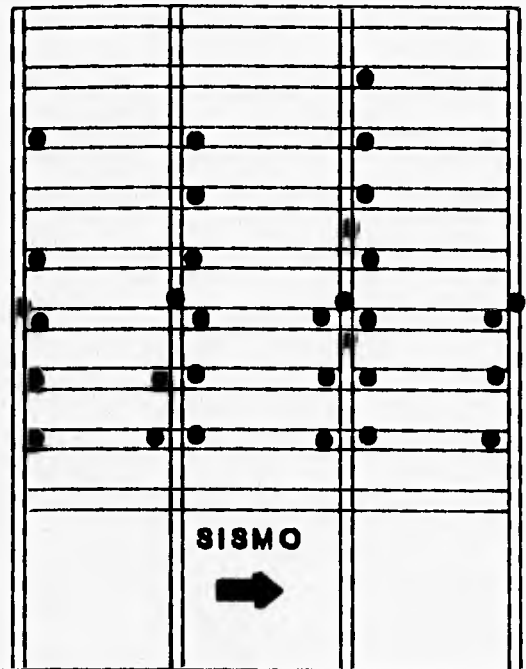
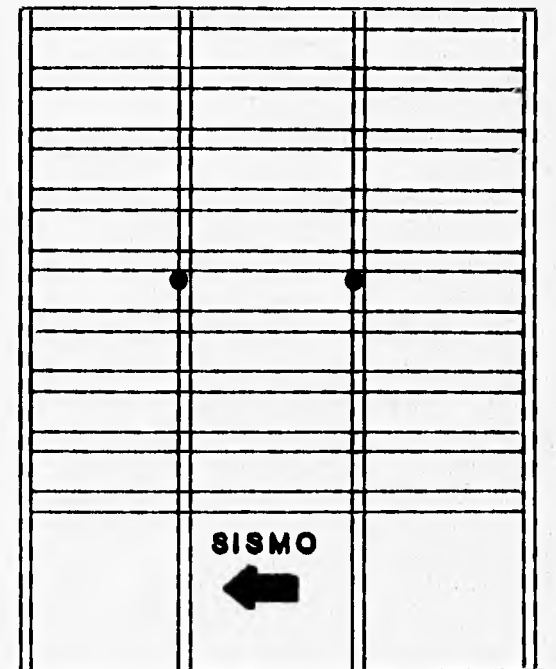


FIG 5.77 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 3,
Q=2

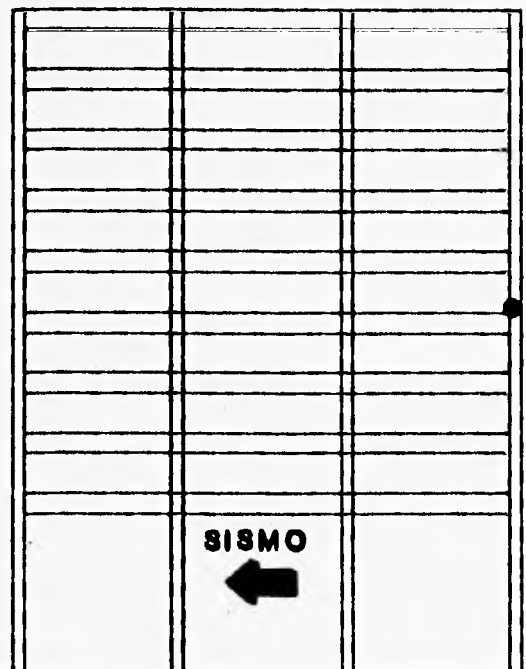


a) INTERVALO DE 20.34 A 20.44 s

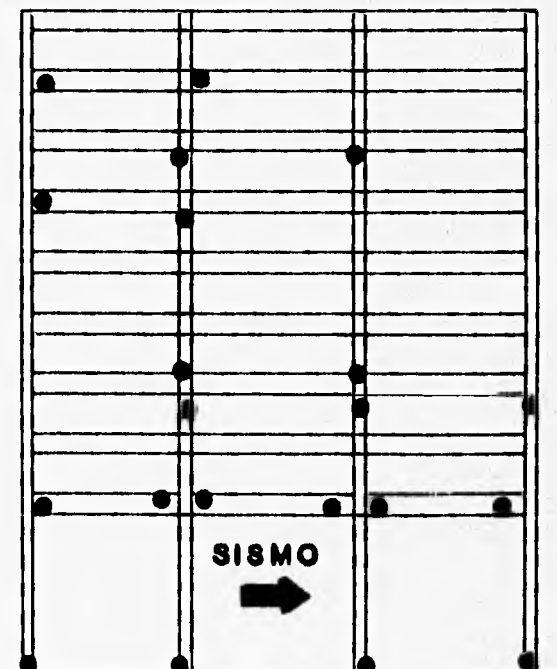


b) INTERVALO DE 21.10 A 22.00 s

● ROTULA PLASTICA

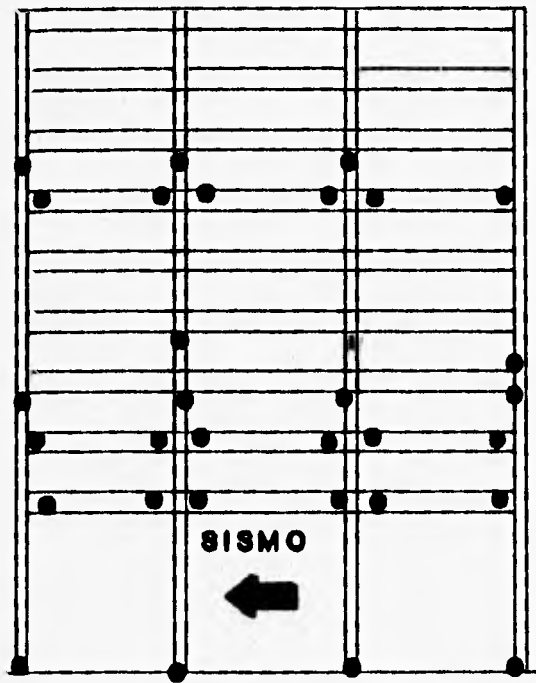


c) INTERVALO DE 27.08 A 27.60 s

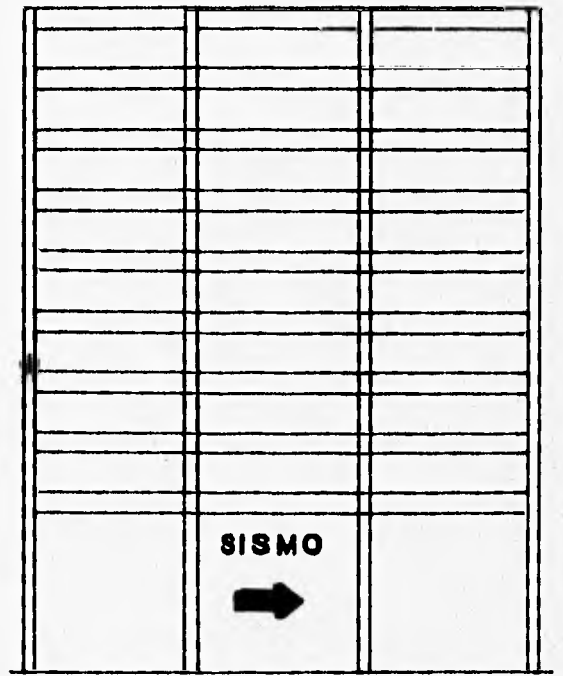


d) INTERVALO DE 27.90 A 28.02 s

FIG 5.78 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 3, Q = 2

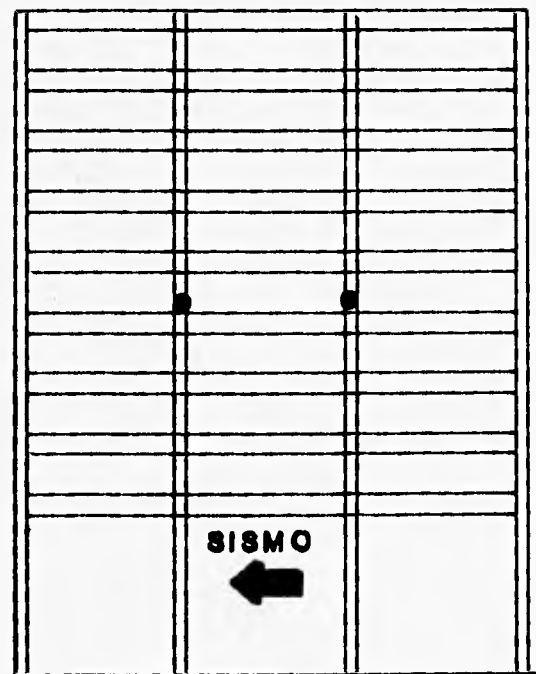


e) INTERVALO DE 29.00 A 29.48 s

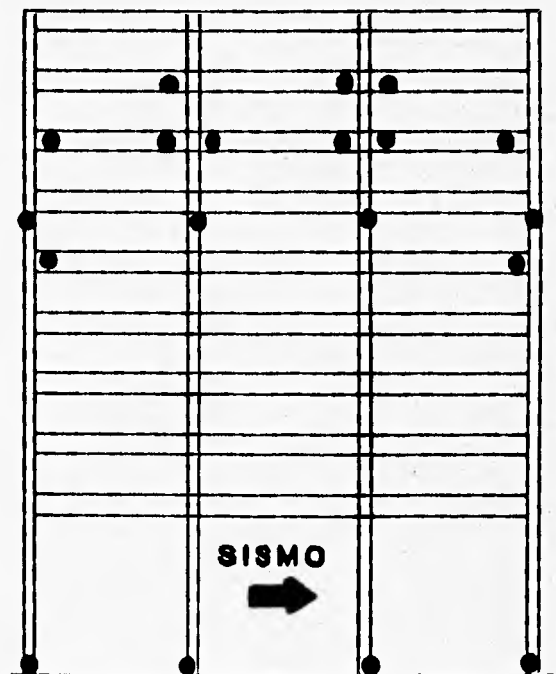


f) INTERVALO DE 30.14 A 30.50 s

● ROTULA PLASTICA



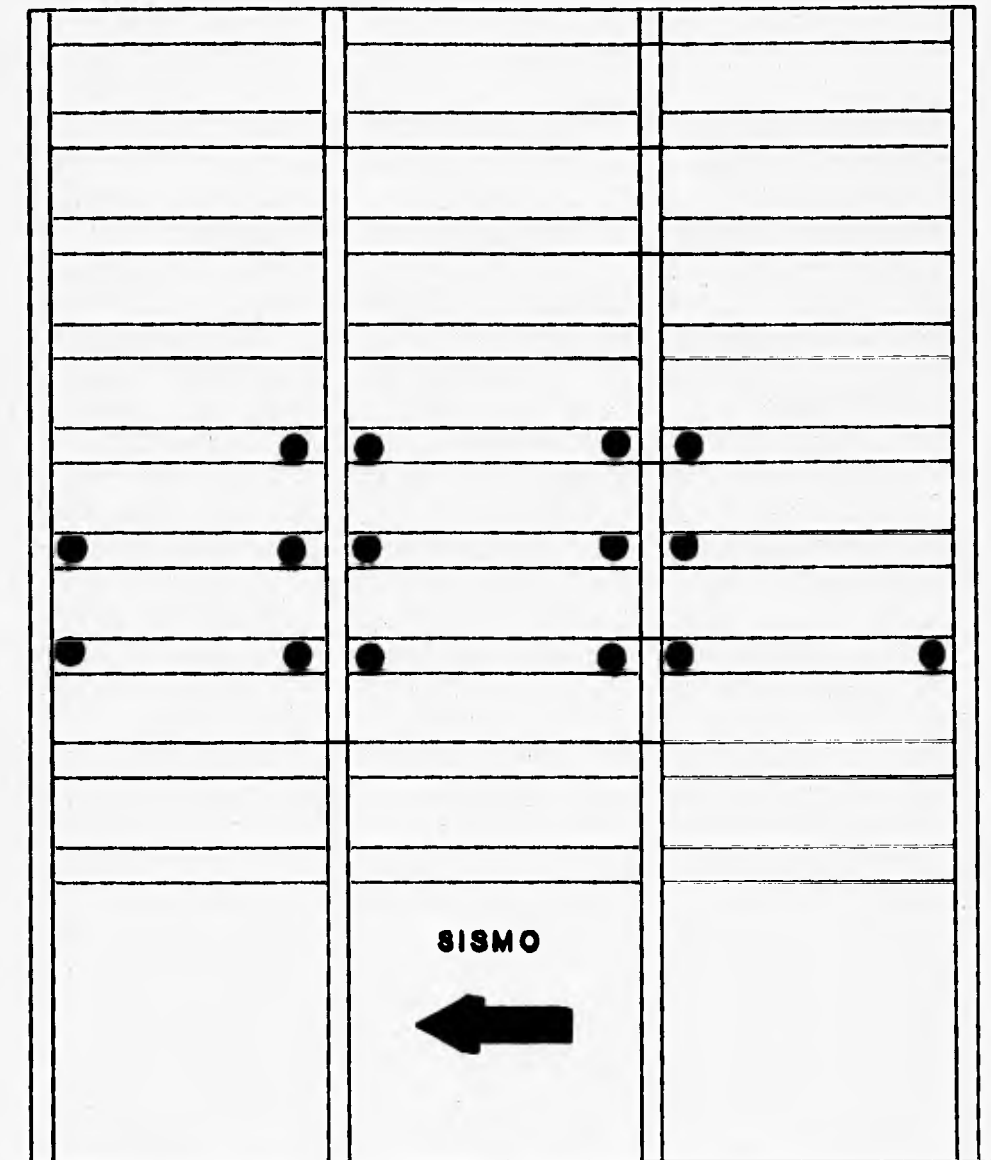
g) INTERVALO DE 31.28 A 32.00 s



h) INTERVALO DE 33.28 A 33.38 s

FIG 5.78 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 3, Q=2 (CONTINUA)

● ROTULA PLASTICA



i) INTERVALO DE 35.26 A 35.32 s

FIG 5.78 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 3, $Q = 2$ (CONTINUA)

MODELO 3...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

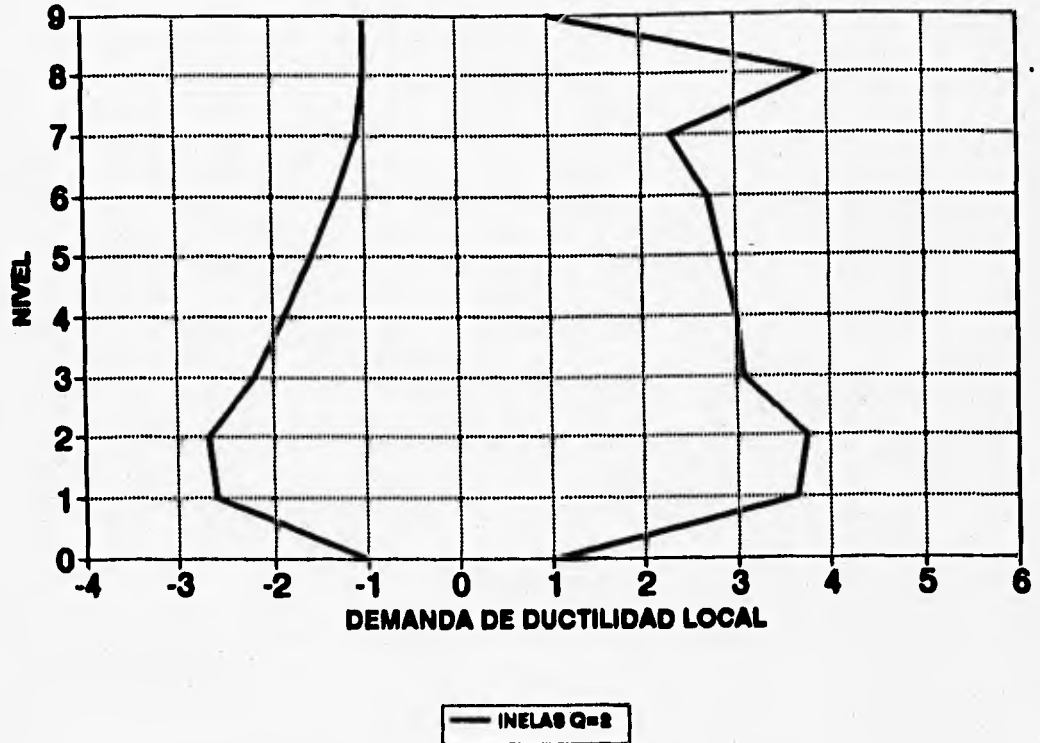


FIG 5.79 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 3, Q=2

MODELO 3...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

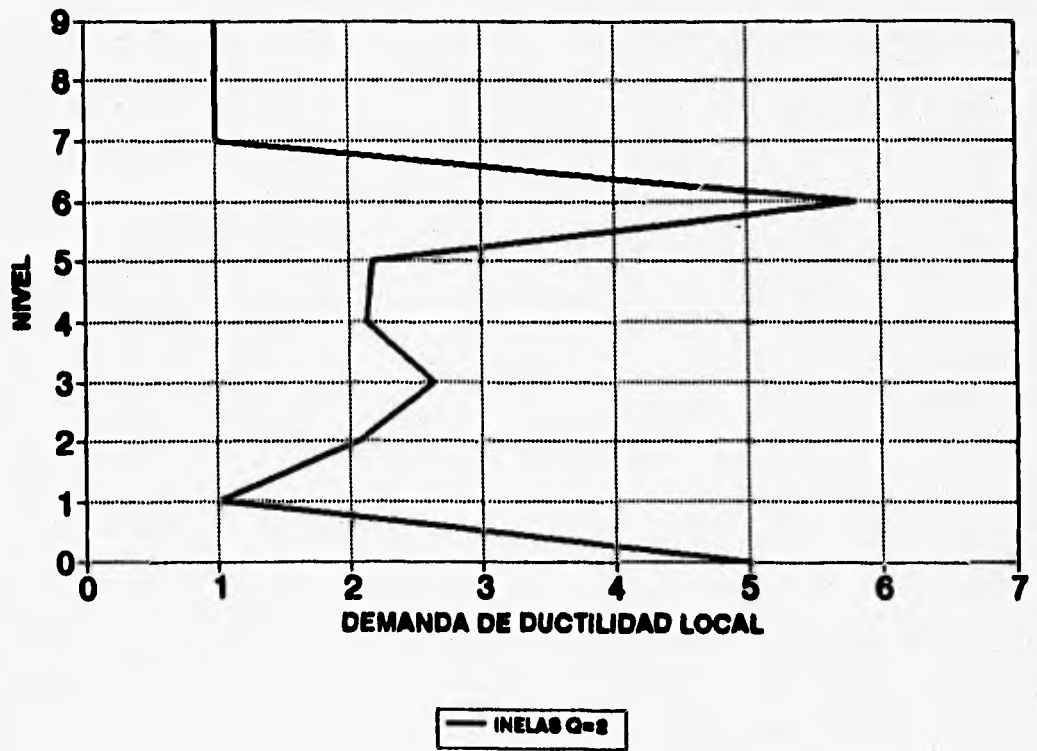


FIG 5.80 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=2

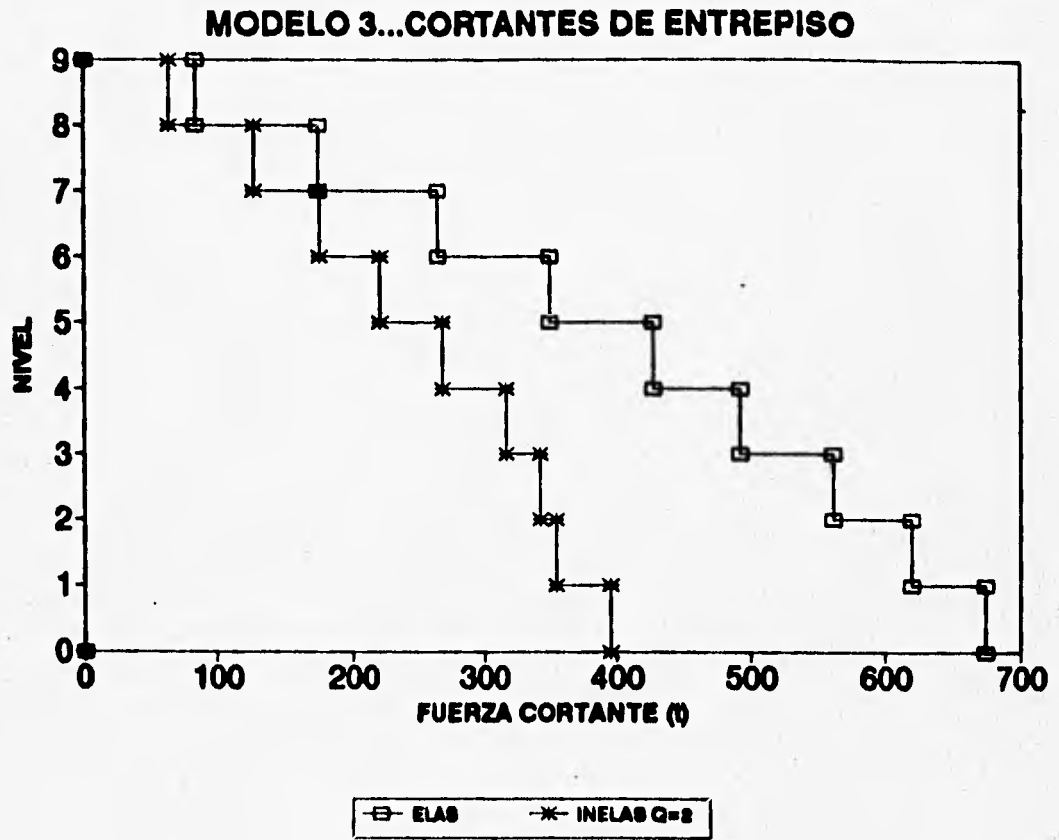


FIG 5.81 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 3, Q = 2

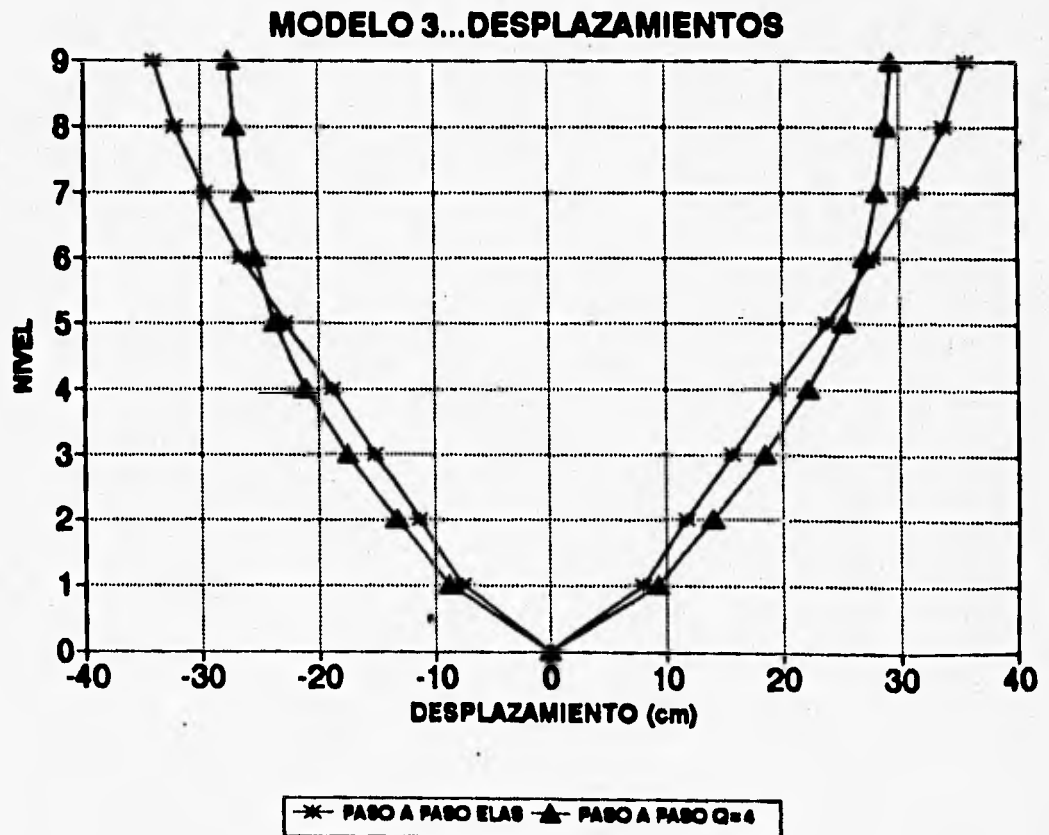


FIG 5.82 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS LATERALES, MODELO 3, Q = 4

MODELO 3.....DESPLAZAMIENTOS AZOTEA

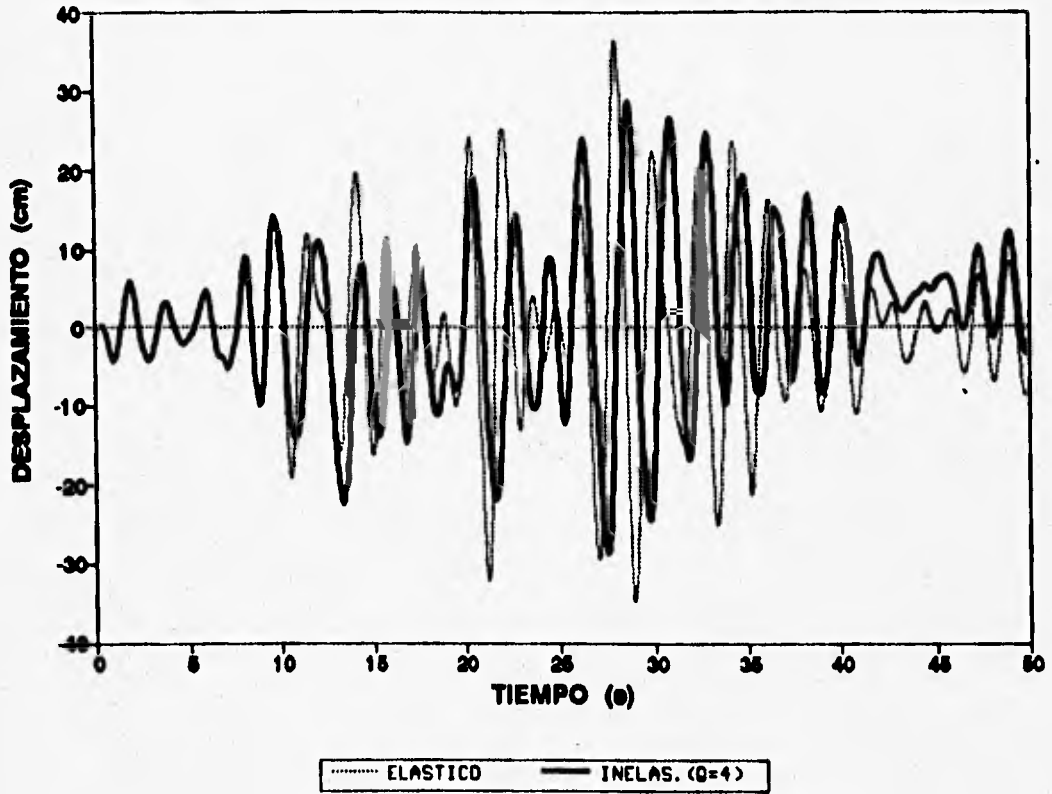


FIG 5.83 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 3, Q = 4

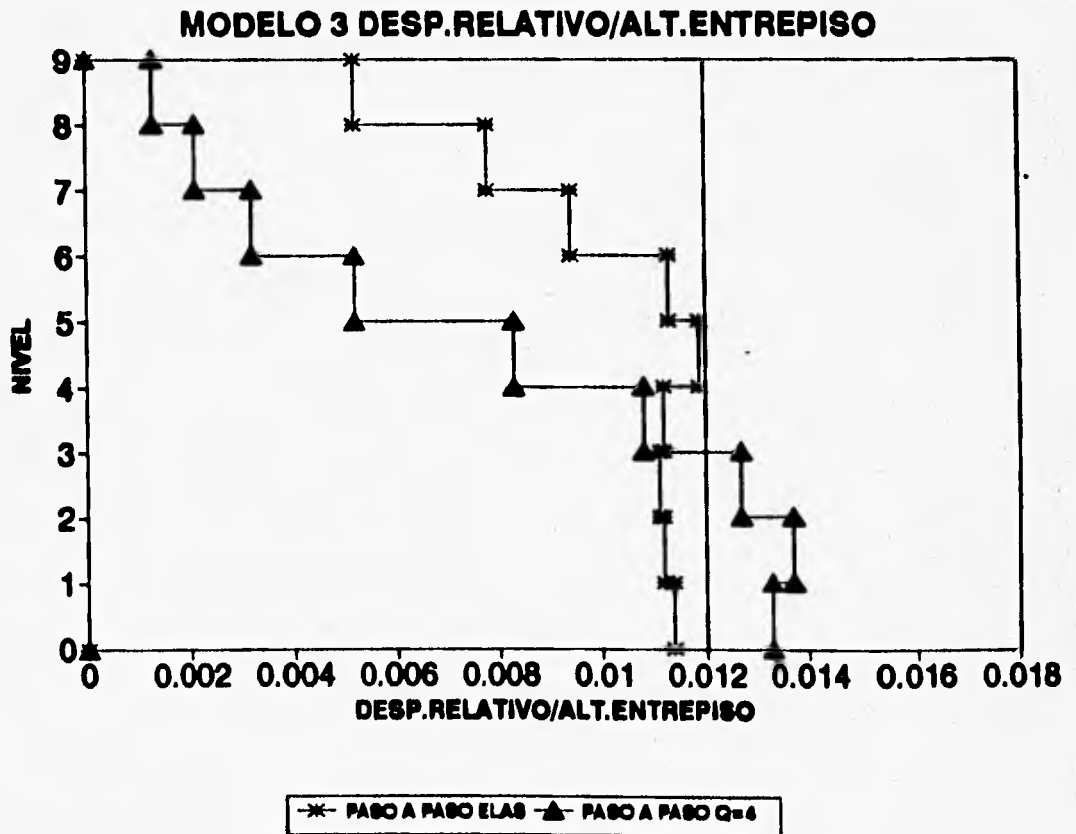


FIG 5.84 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 3, Q = 4

MODELO 3...COEFICIENTES SISMICOS

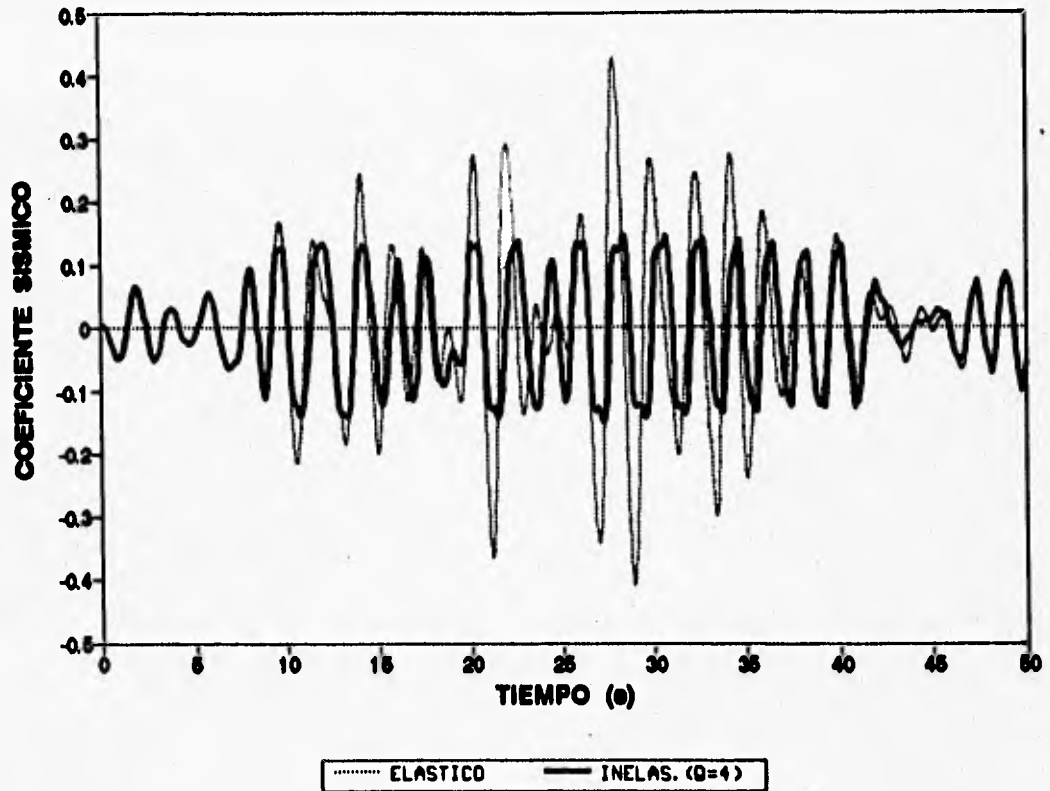


FIG 5.85 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 3, Q=4

MODELO 3...RELACIONES M-N

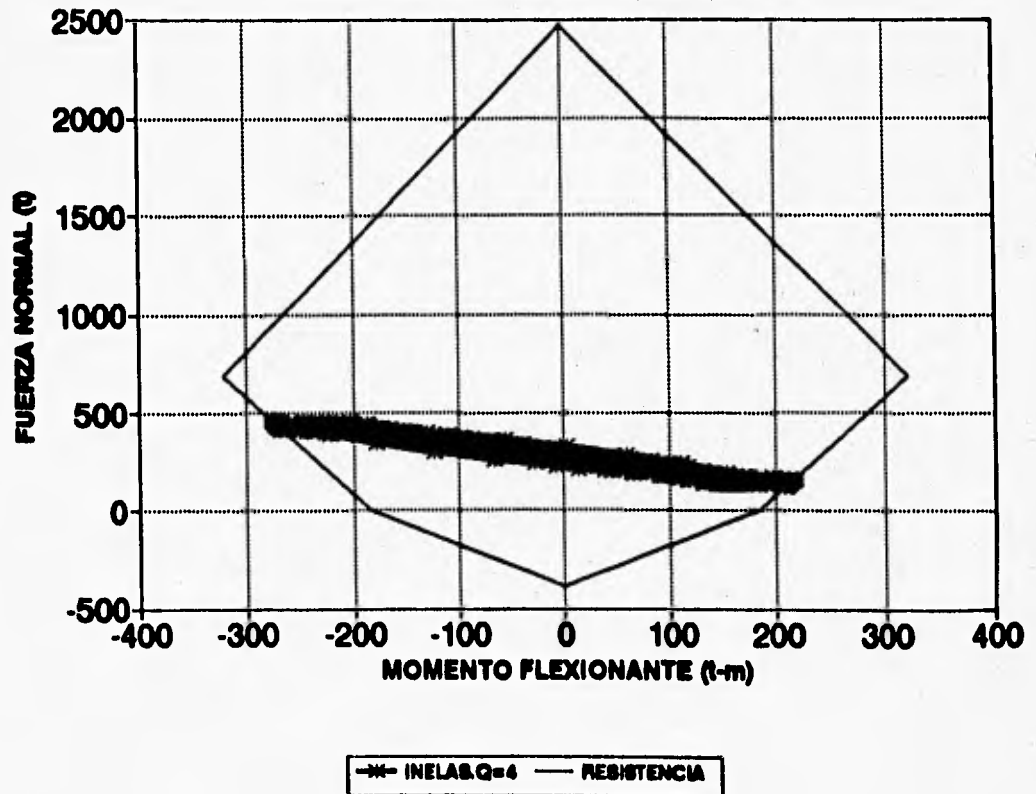


FIG 5.86 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTES EN LA COLUMNA 33, MODELO 3, Q=4

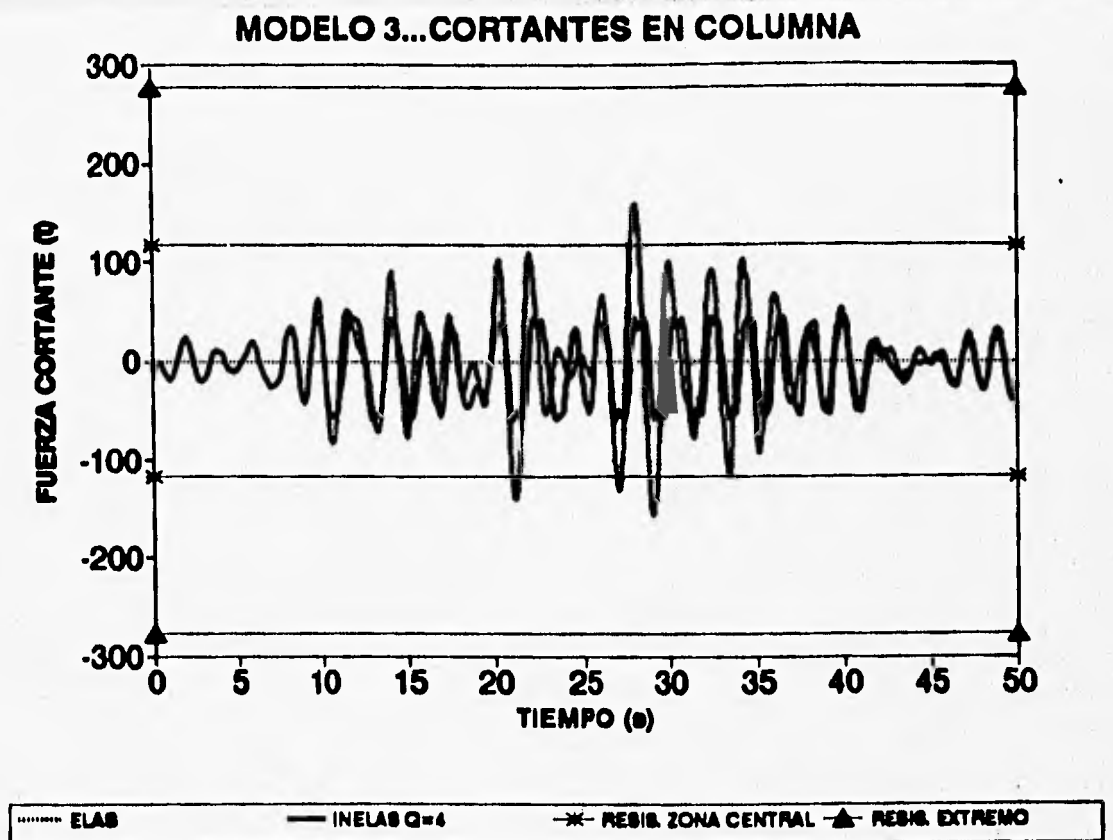


FIG 5.87 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 33, MODELO 3, Q = 4

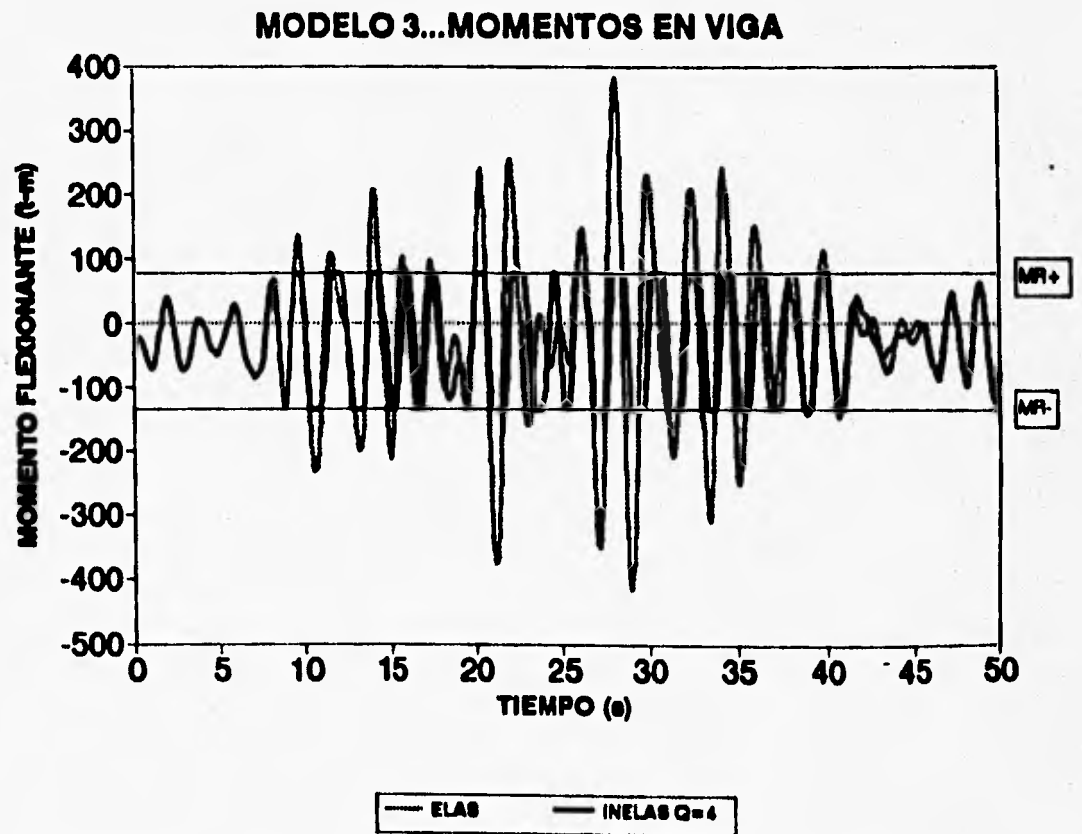


FIG 5.88 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 27, MODELO 3, Q = 4

MODELO 3...CORTANTE EN VIGA

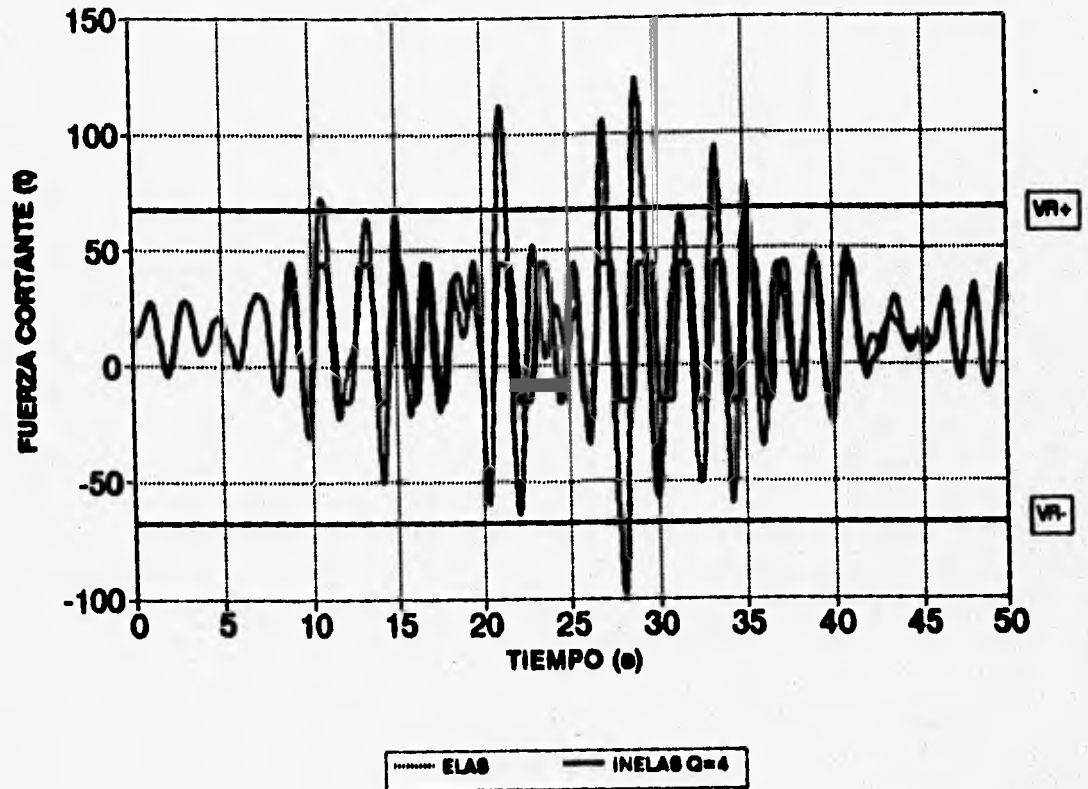


FIG 5.89 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 27, MODELO 3, $Q=4$

● ROTULA PLASTICA

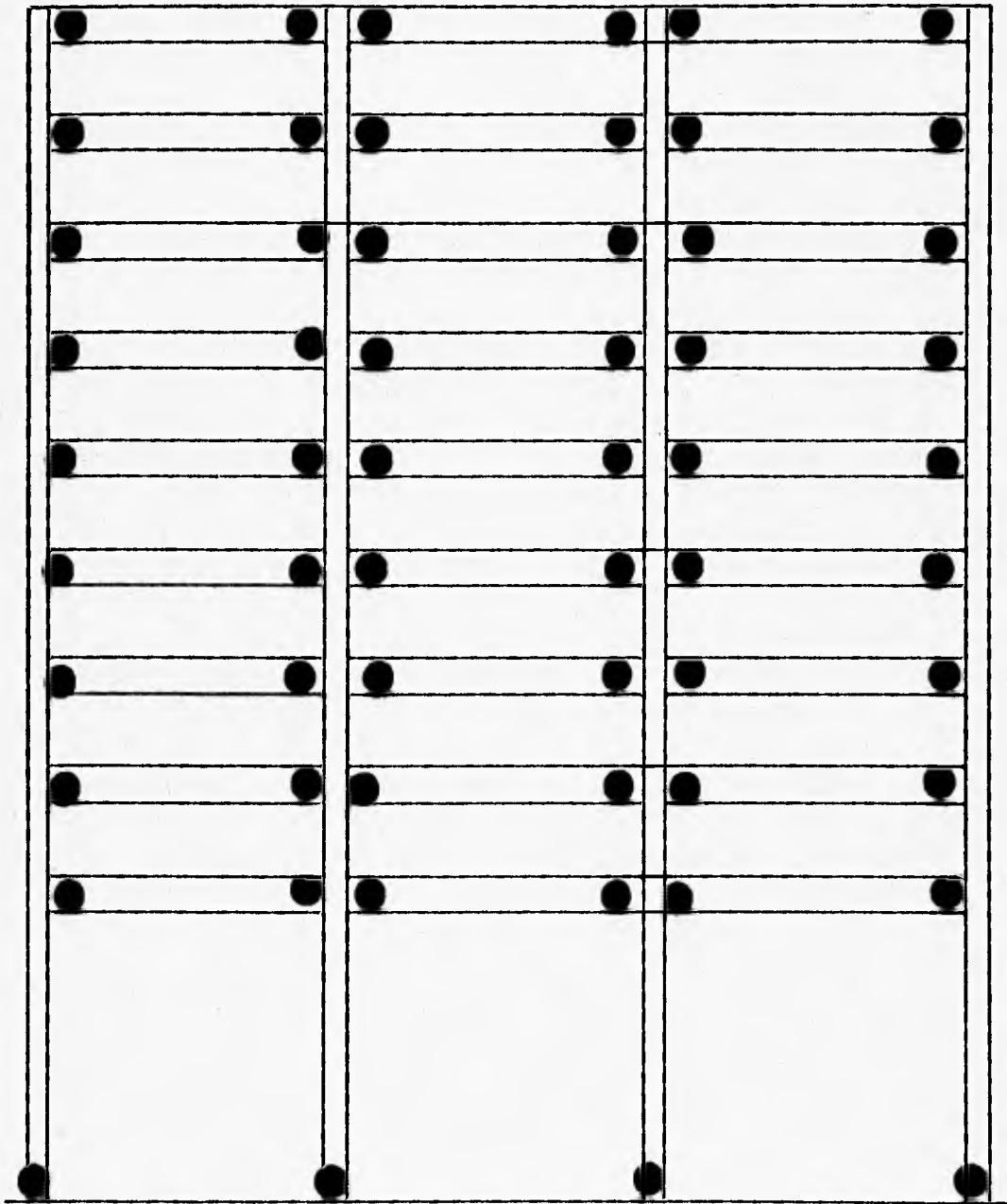
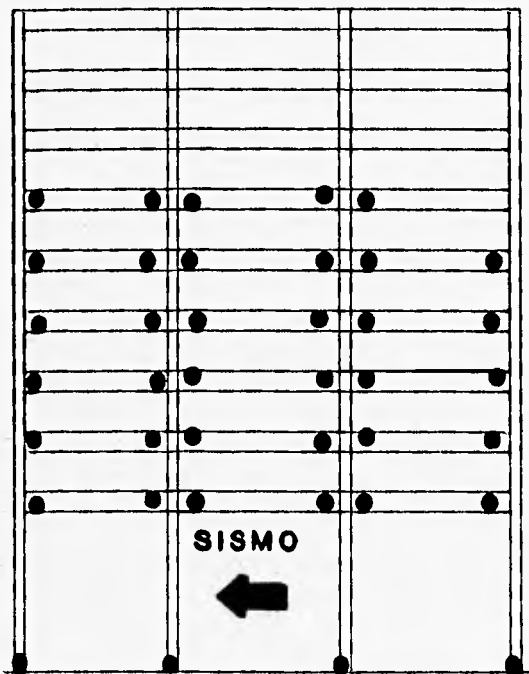
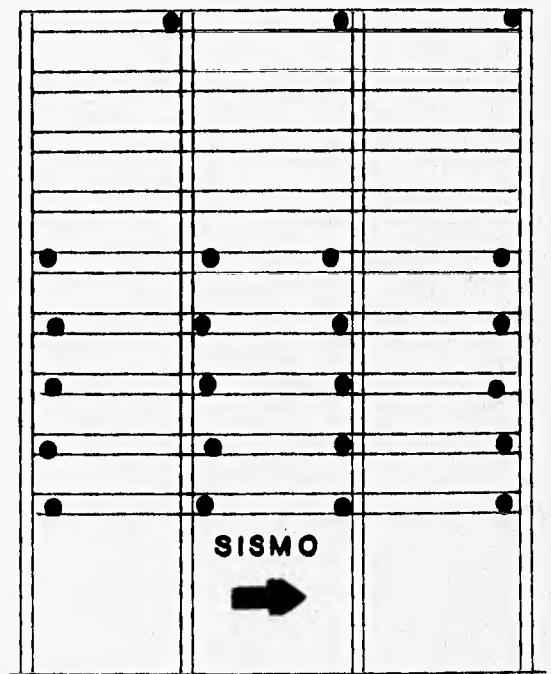


FIG 5.90 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 3,
Q = 4

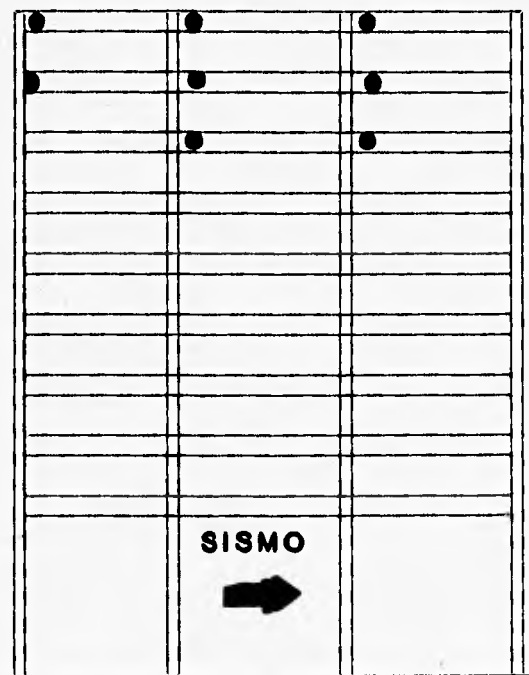


a) INTERVALO DE 27.44 A 27.68 s

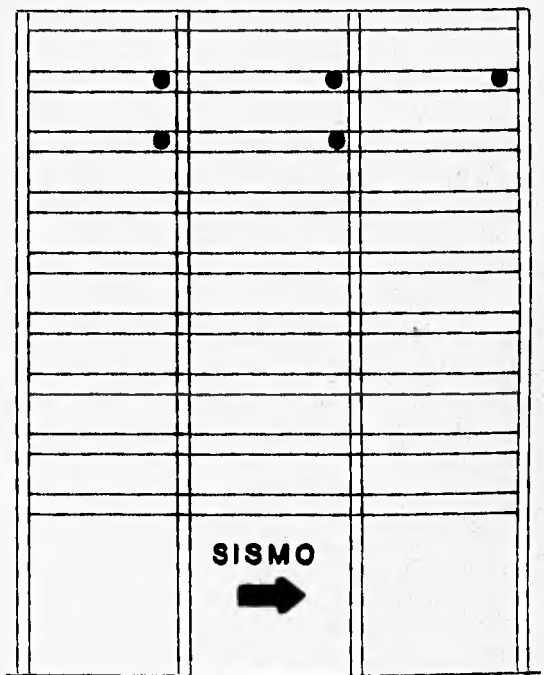


b) INTERVALO DE 28.10 A 28.74 s

● ROTULA PLASTICA



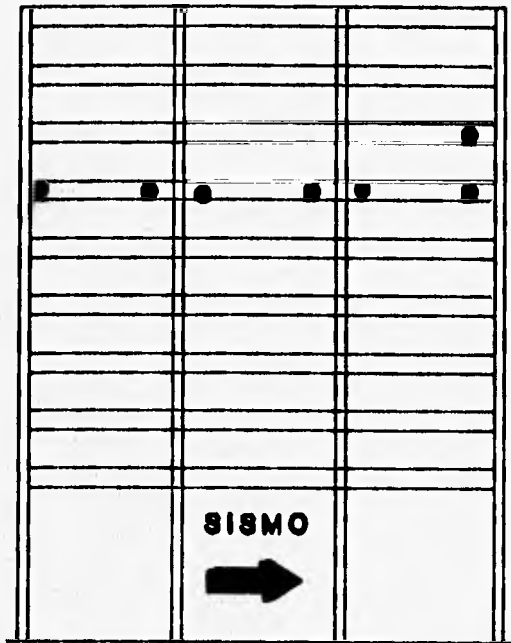
c) INTERVALO DE 29.18 A 29.50 s



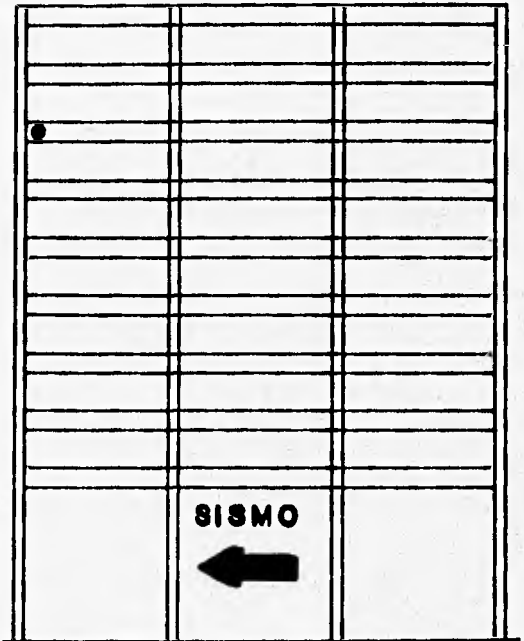
d) INTERVALO DE 30.32 A 31.00 s

FIG 5.91 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 3, Q=4

● ROTULA PLASTICA



●) INTERVALO DE 34.44 A 34.60 ●



f) INTERVALO DE 35.36 A 35.60 ●

FIG 5.91 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, MODELO 3, Q = 4 (CONTINUA)

MODELO 3...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

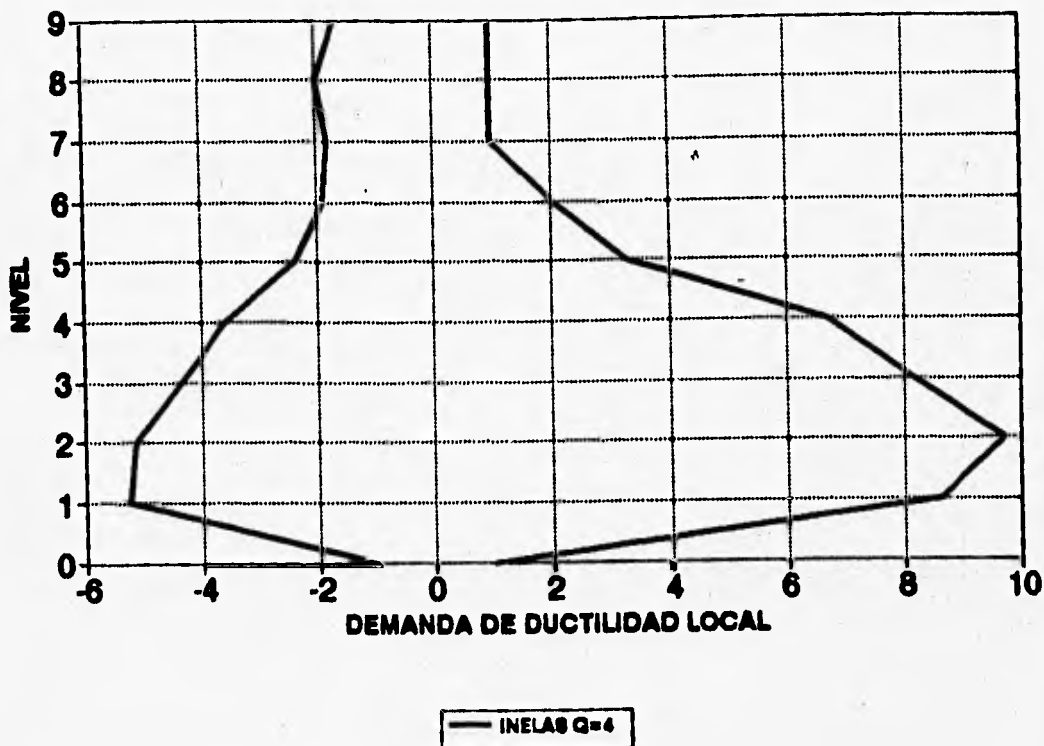


FIG 5.92 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 3, Q=4

MODELO 3...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

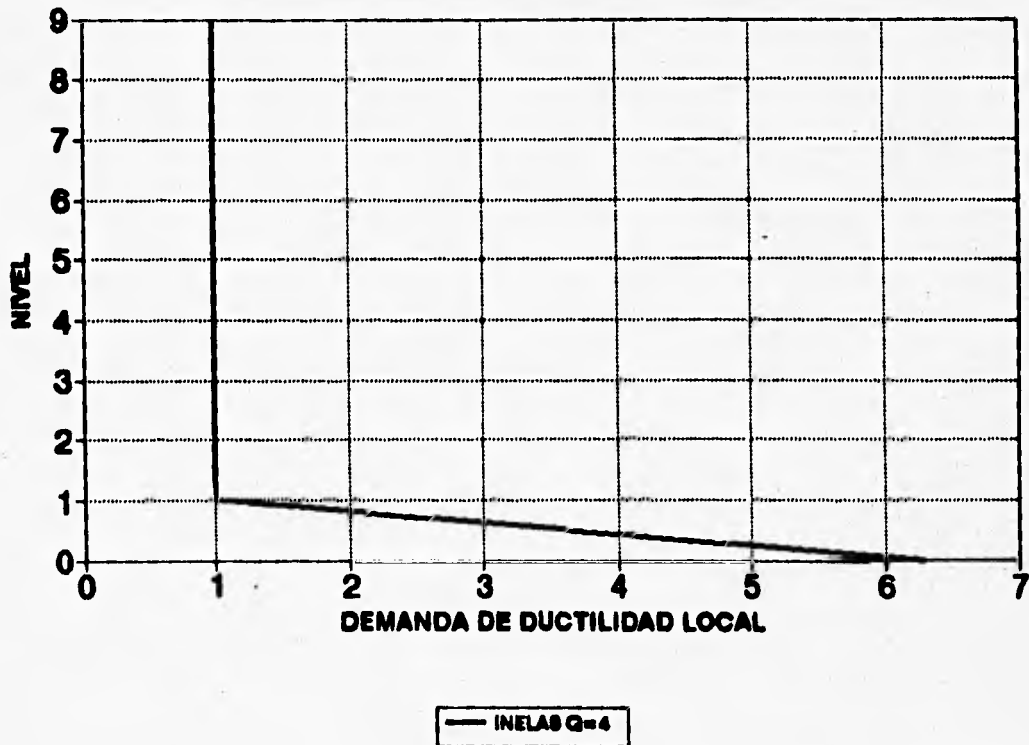


FIG 5.93 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=4

MODELO 3...CORTANTES DE ENTREPISO

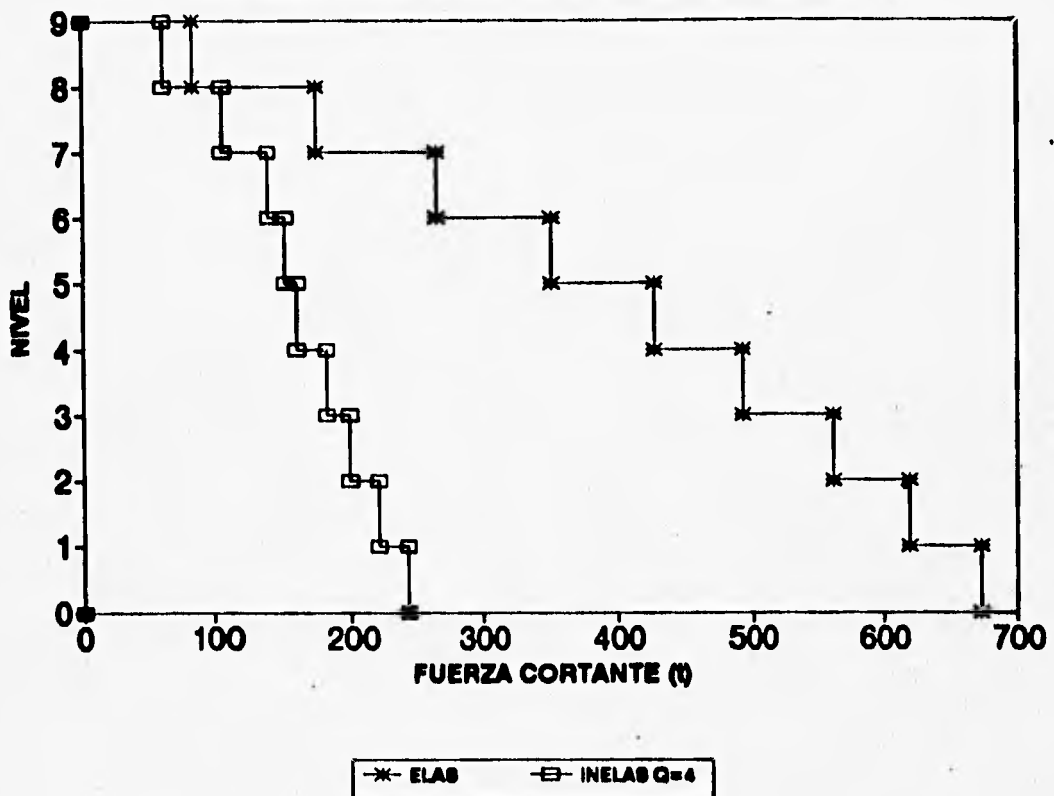


FIG 5.94 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 3, Q = 4

**ESPECTROS: SCT-EW-85 VERSUS RDF-87
DUCTILIDADES DE 1, 2 Y 4; AMORT=5%**

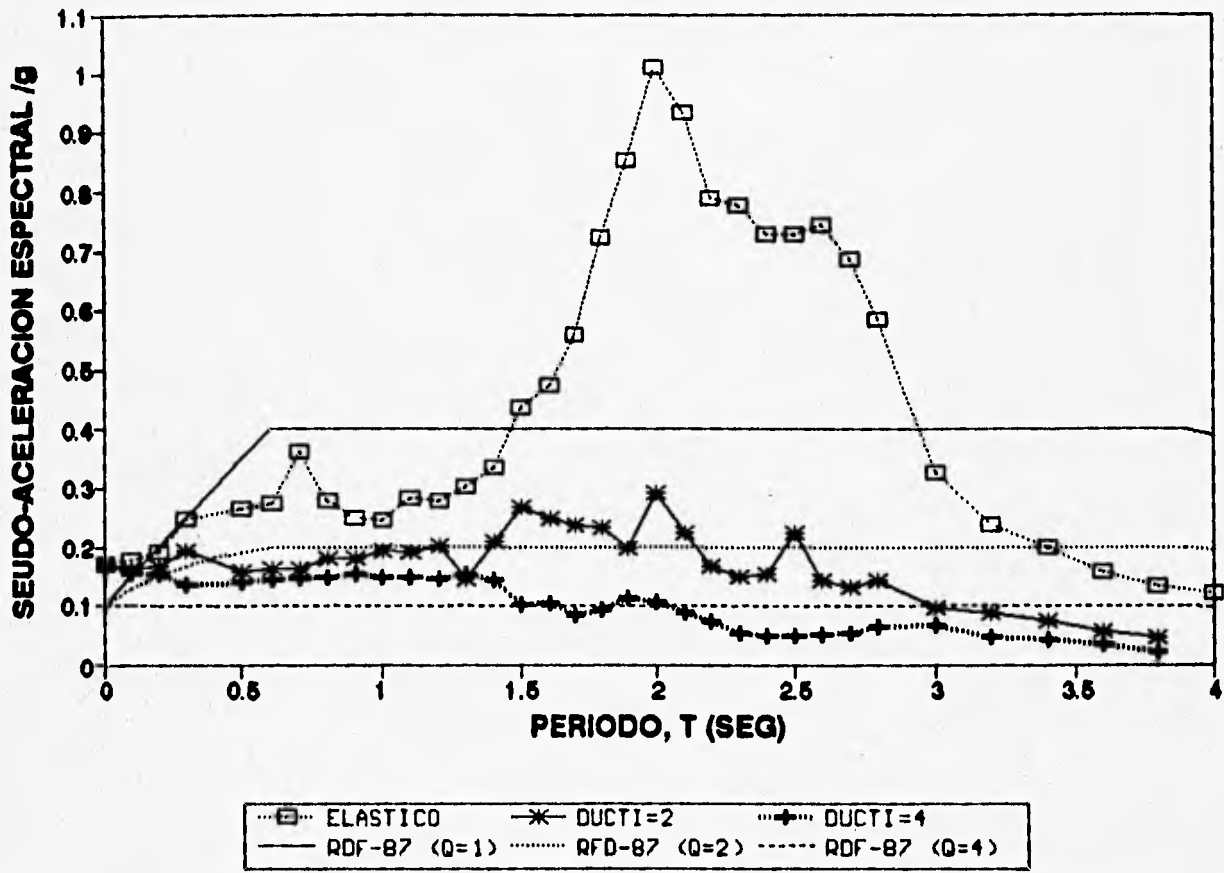


FIG 6.1 ESPECTROS DE RESPUESTA SCT-19-SEP-1985 VERSUS ESPECTOS DE DISEÑO ZONA III, RDF-87

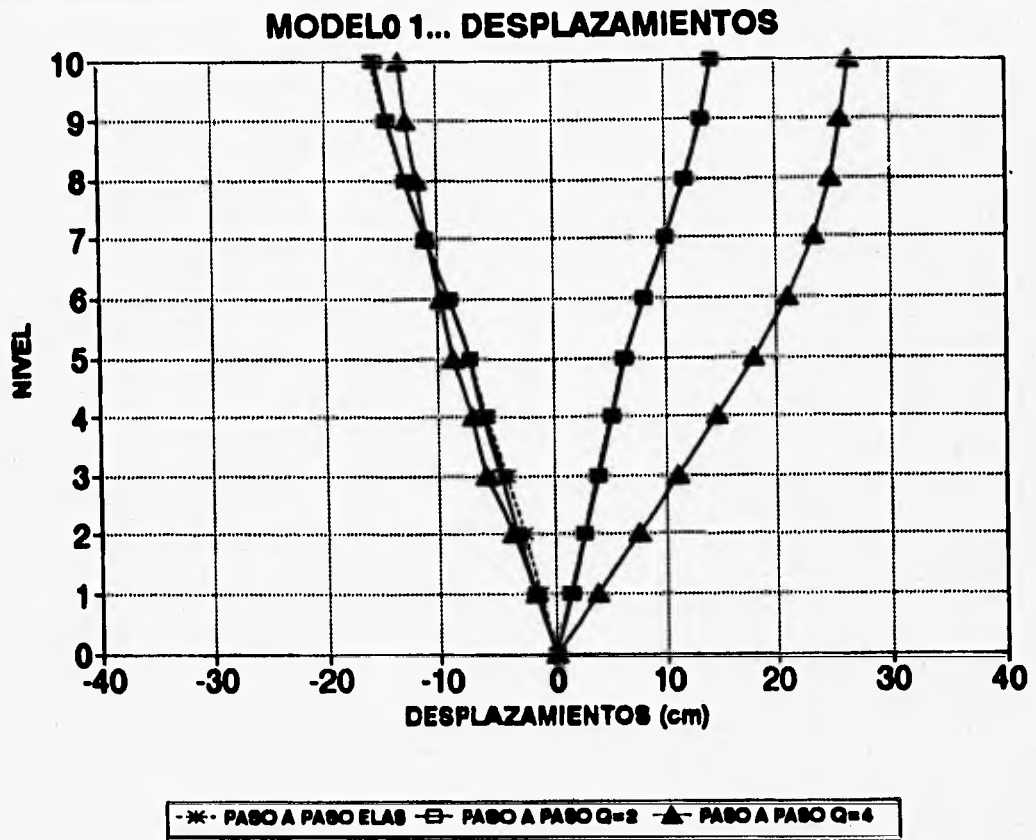


FIG 6.2 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, MODELO 1, Q = 2 Y Q = 4

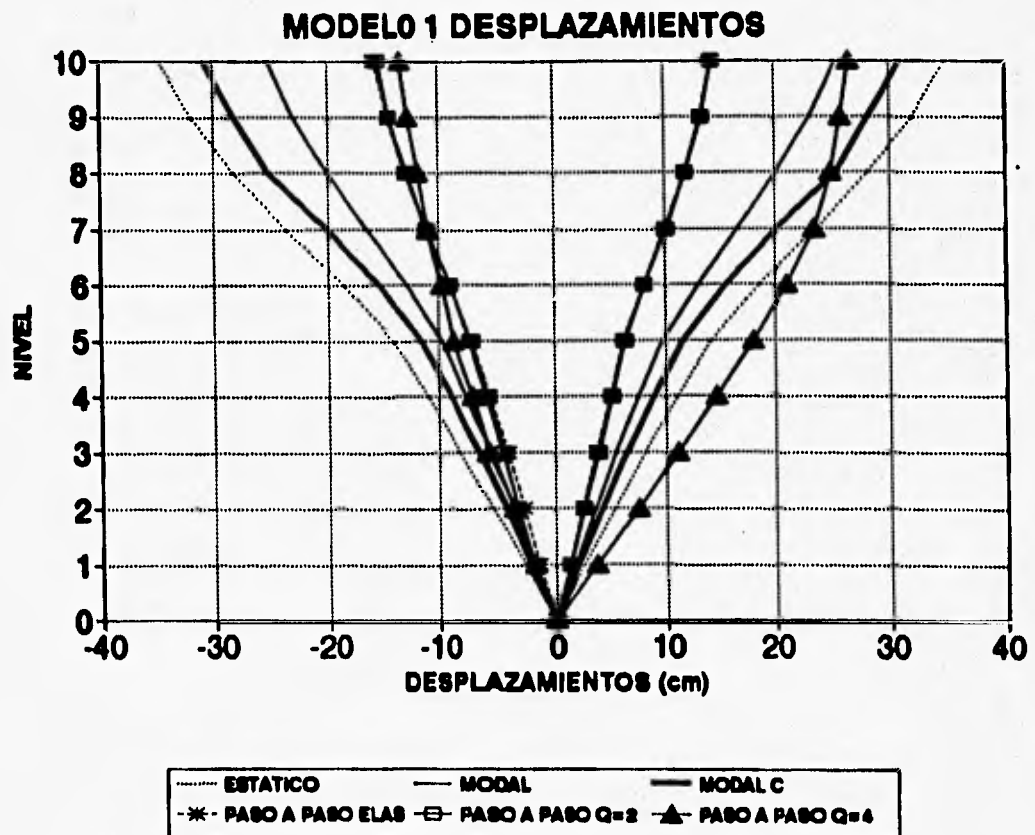


FIG 6.3 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 1

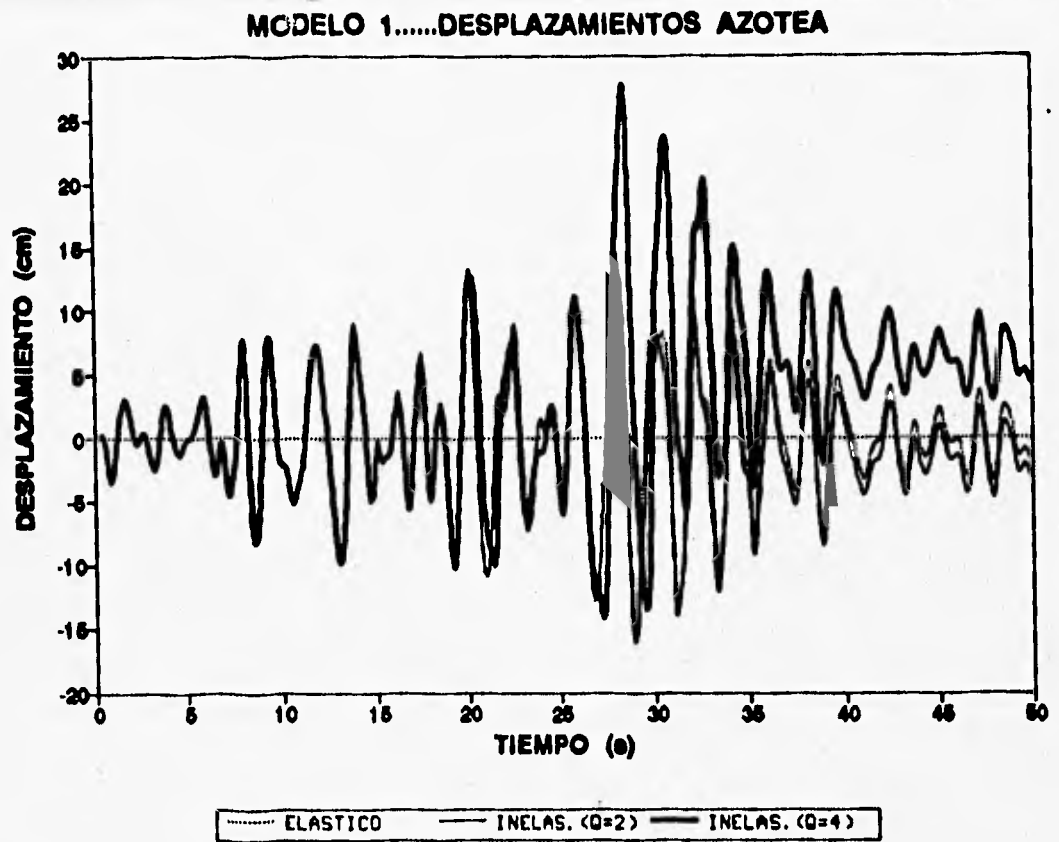


FIG 6.4 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 1, Q=2 Y Q=4

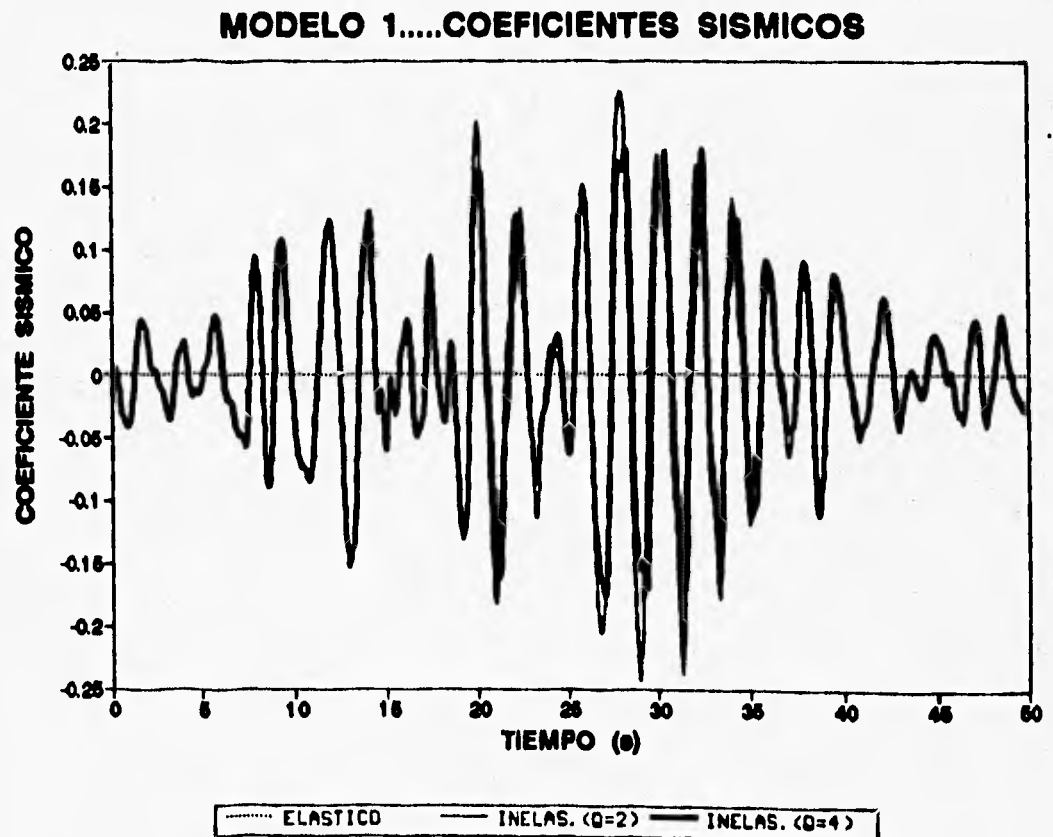


FIG 6.5 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 1, Q=2 Y Q=4

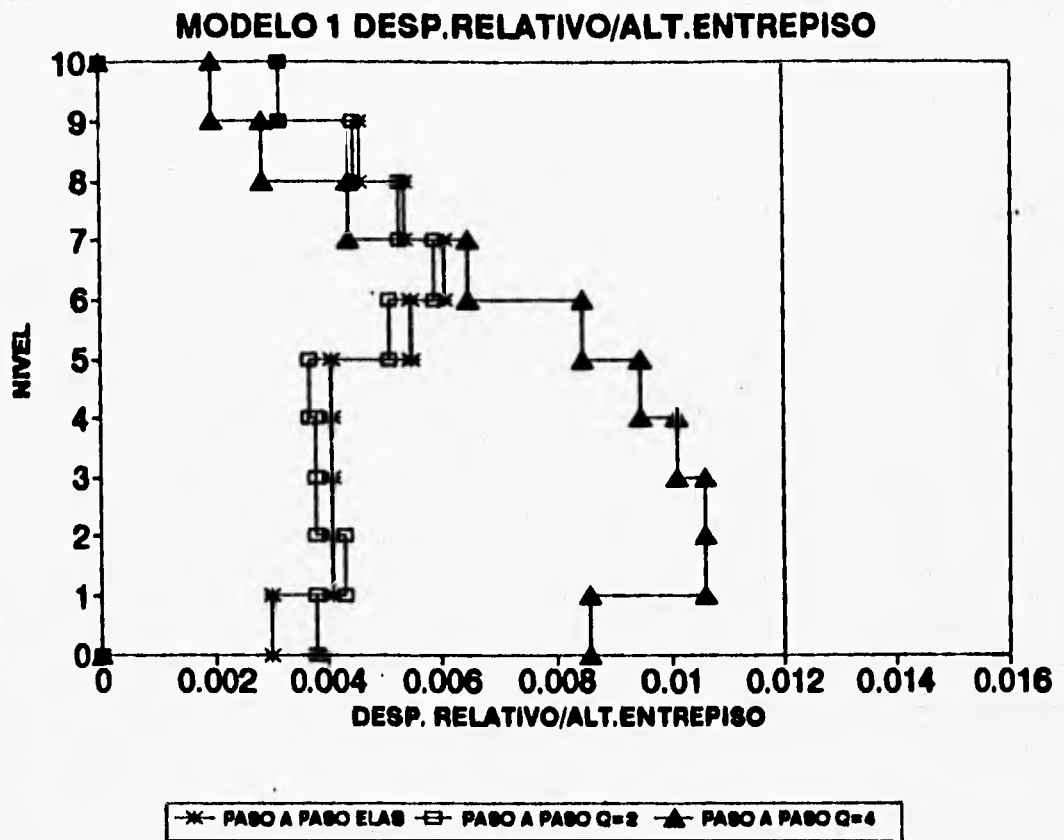


FIG 6.6 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 1, Q=2 Y Q=4

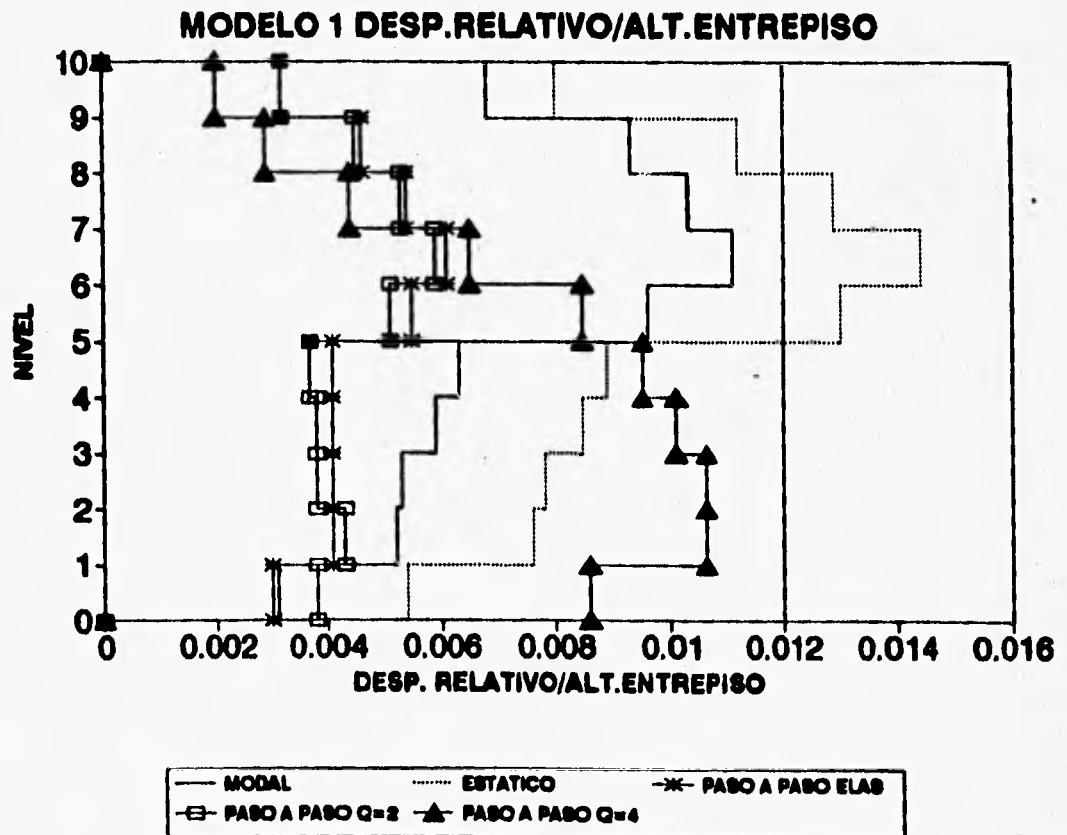


FIG 6.7 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 1

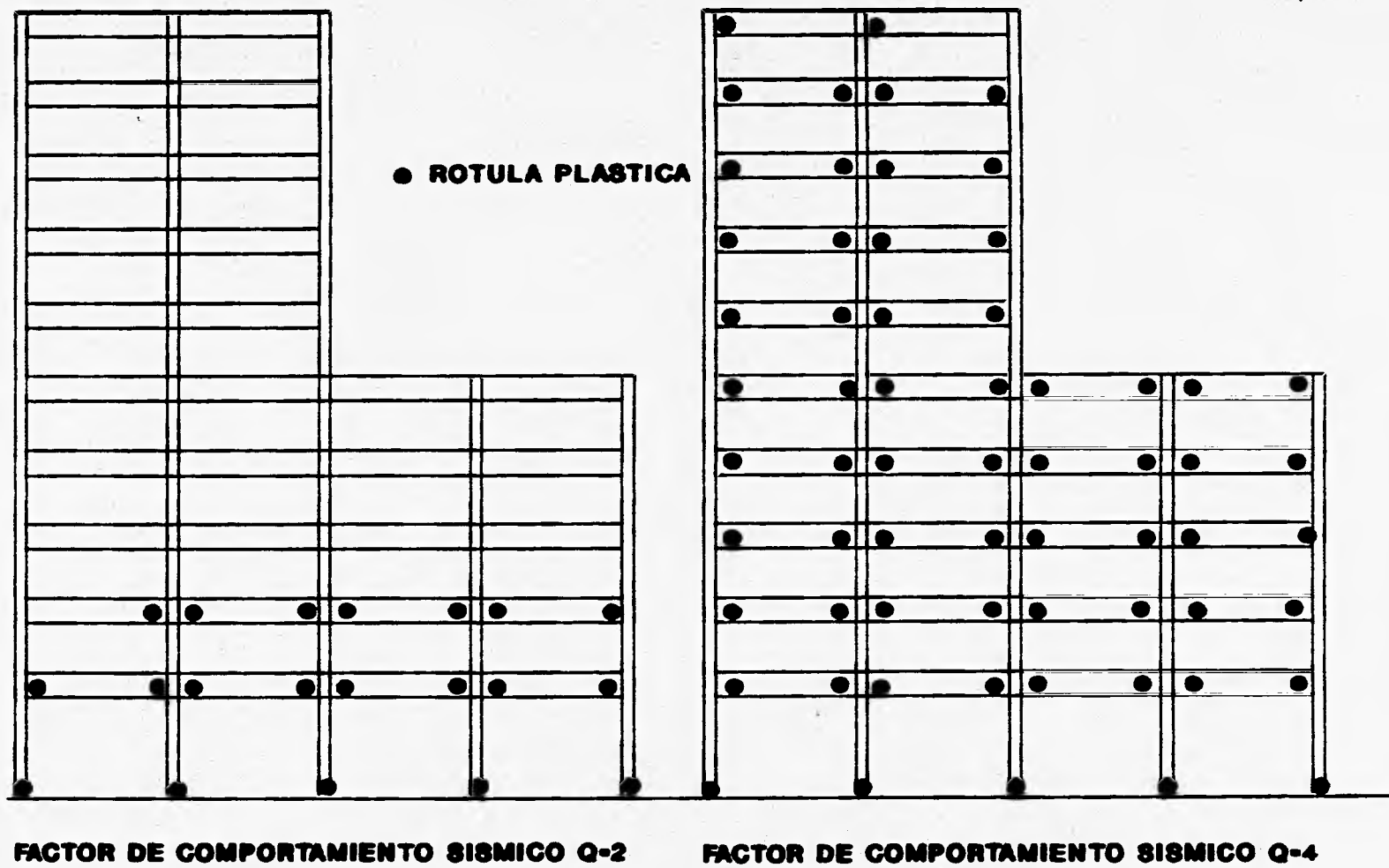


FIG 6.8 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 1,
 $Q=2$ Y $Q=4$

MODELO 1.. DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

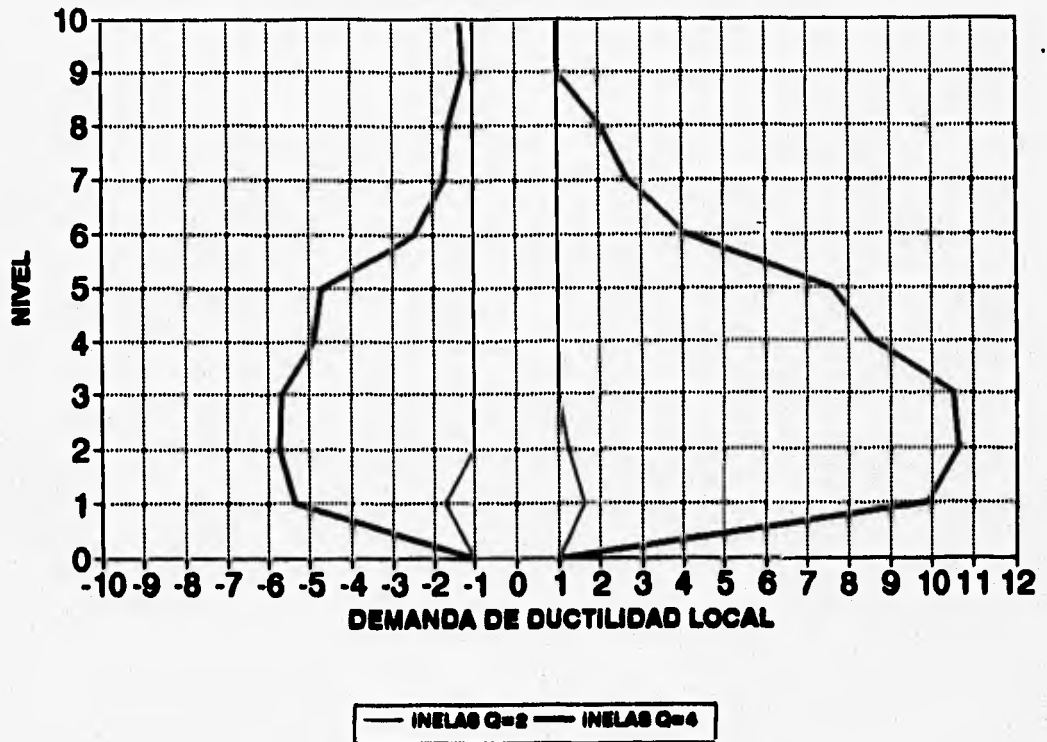


FIG 6.9 DEMANDAS MÁXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 1, Q=2 Y Q=4

MODELO 1... DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

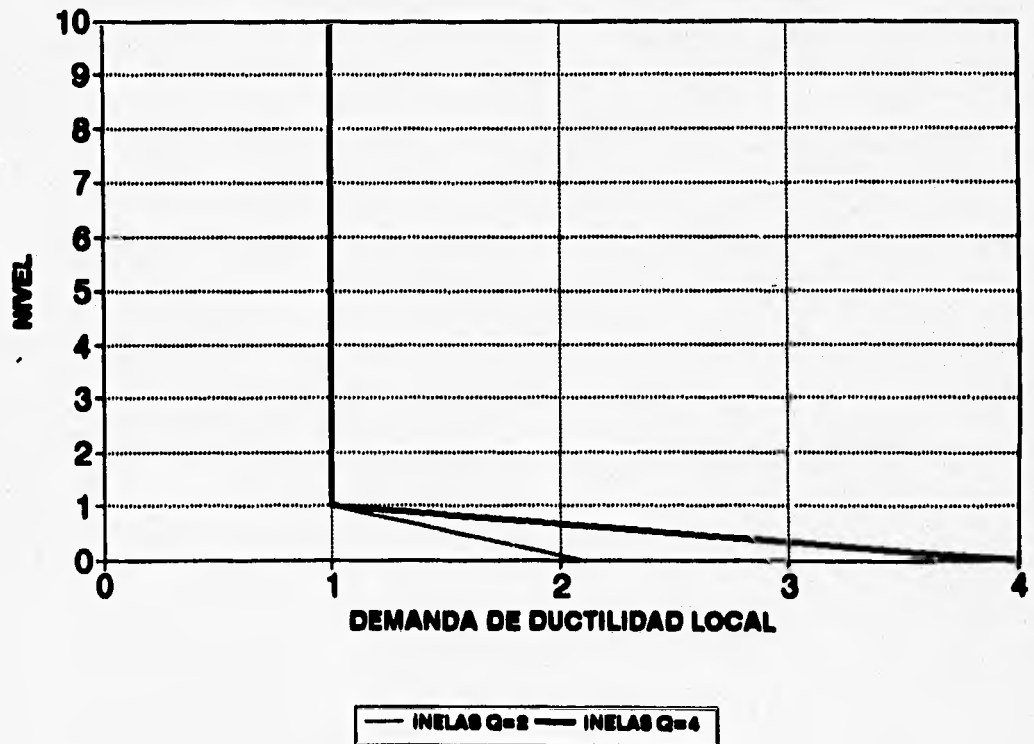


FIG 6.10 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=2 Y Q=4

MODELO 1...CORTANTES DE ENTREPISO

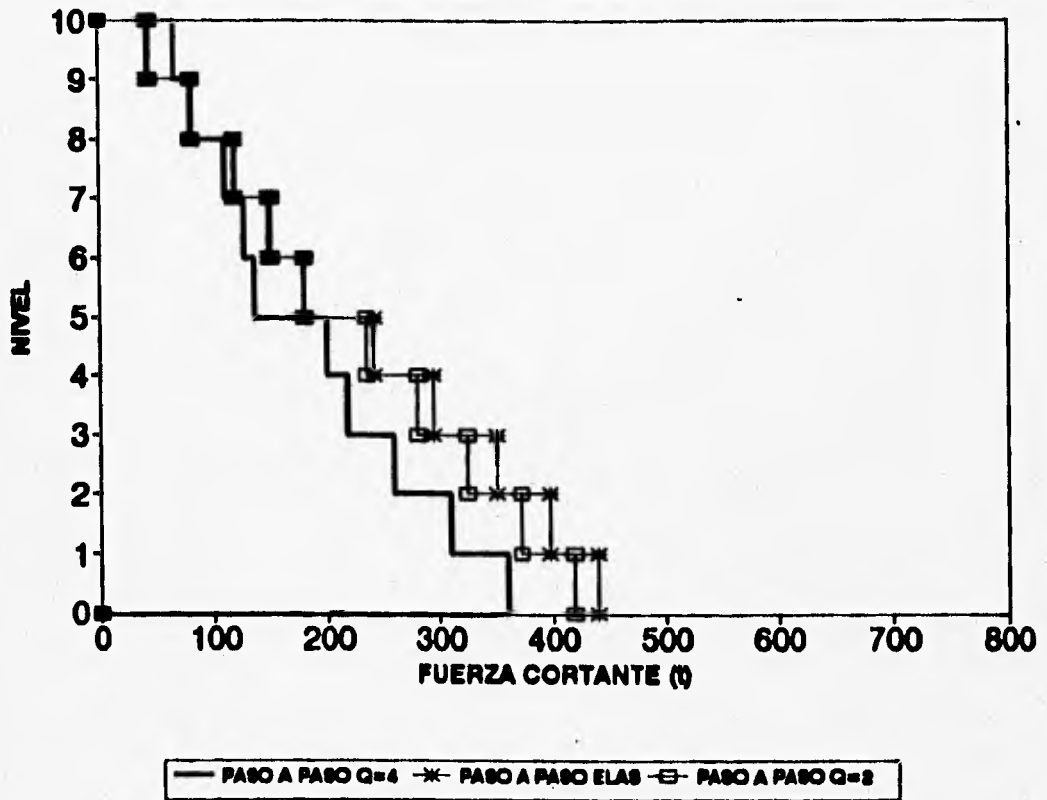
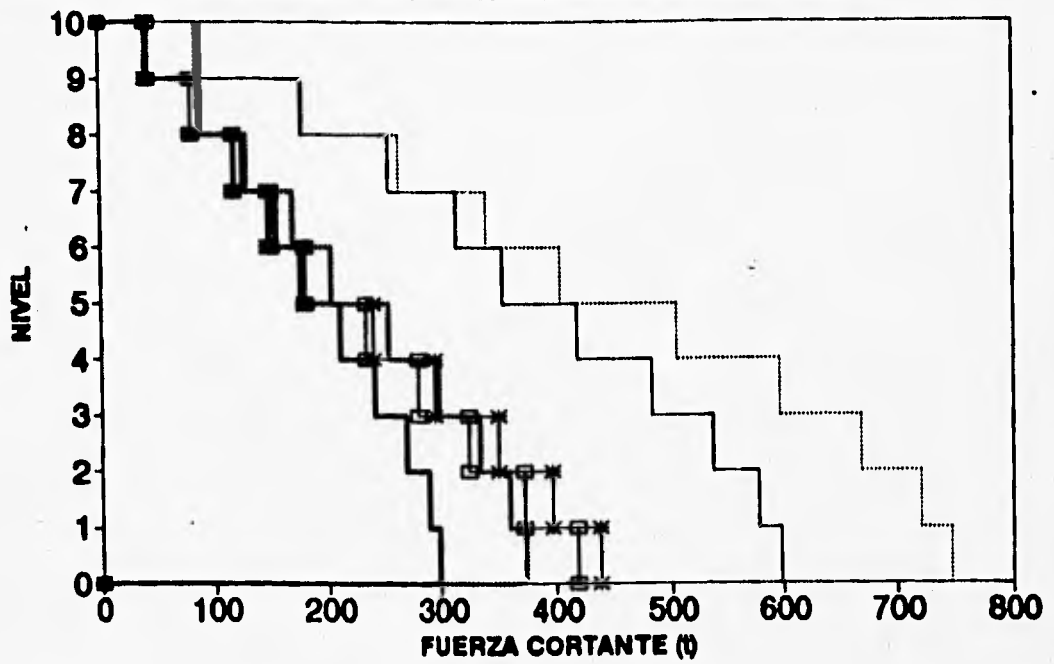


FIG 6.11 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 1, Q = 2 Y Q = 4

MODELO 1...CORTANTES DE ENTREPISO



MODELO 1...CORTANTES DE ENTREPISO

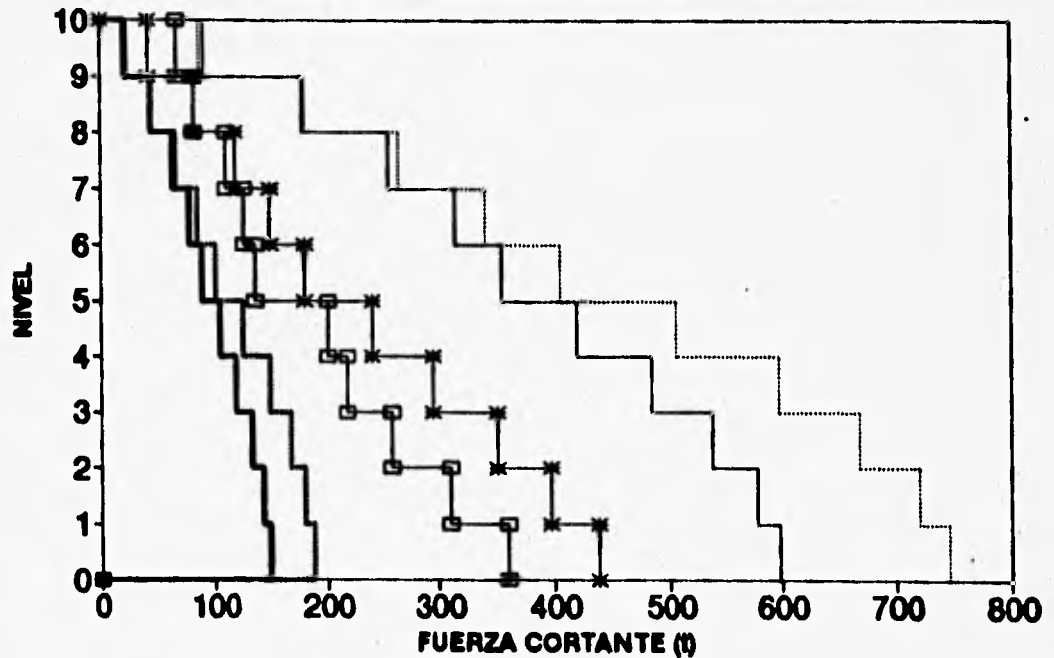


FIG 6.12 CORTANTES DE ENTREPISO, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 1

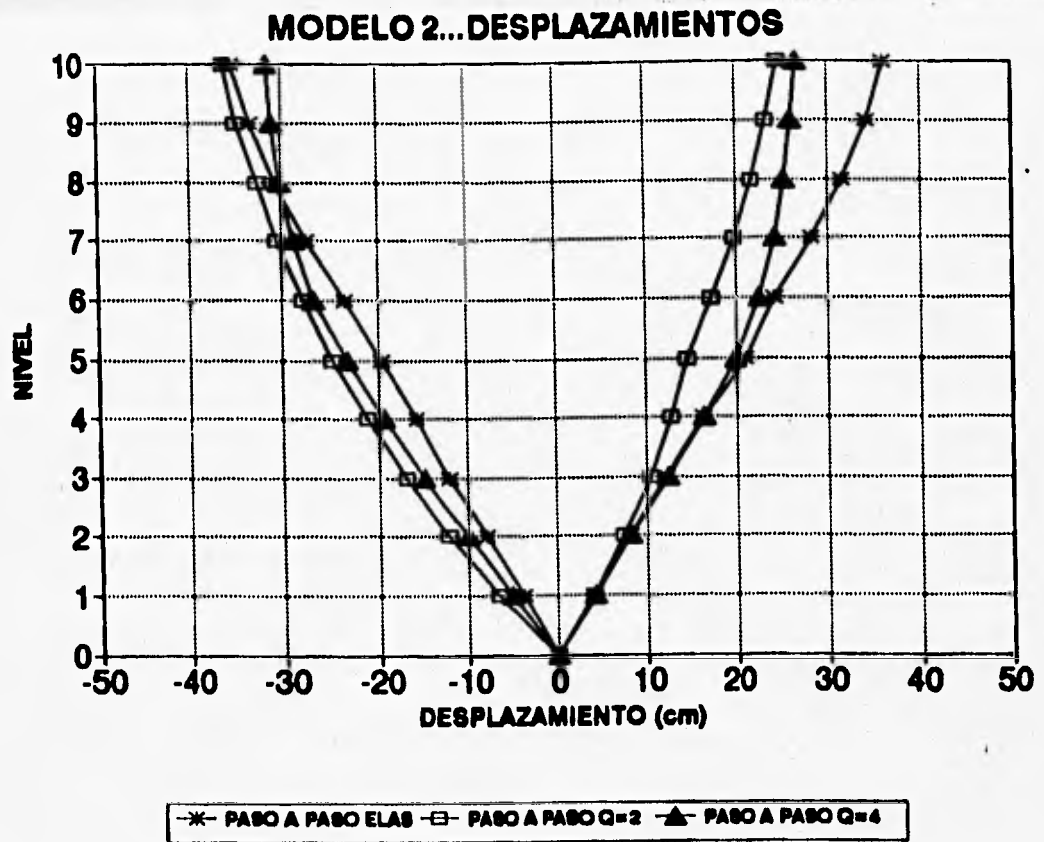


FIG 6.13 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, MODELO 2, Q=2 Y Q=4

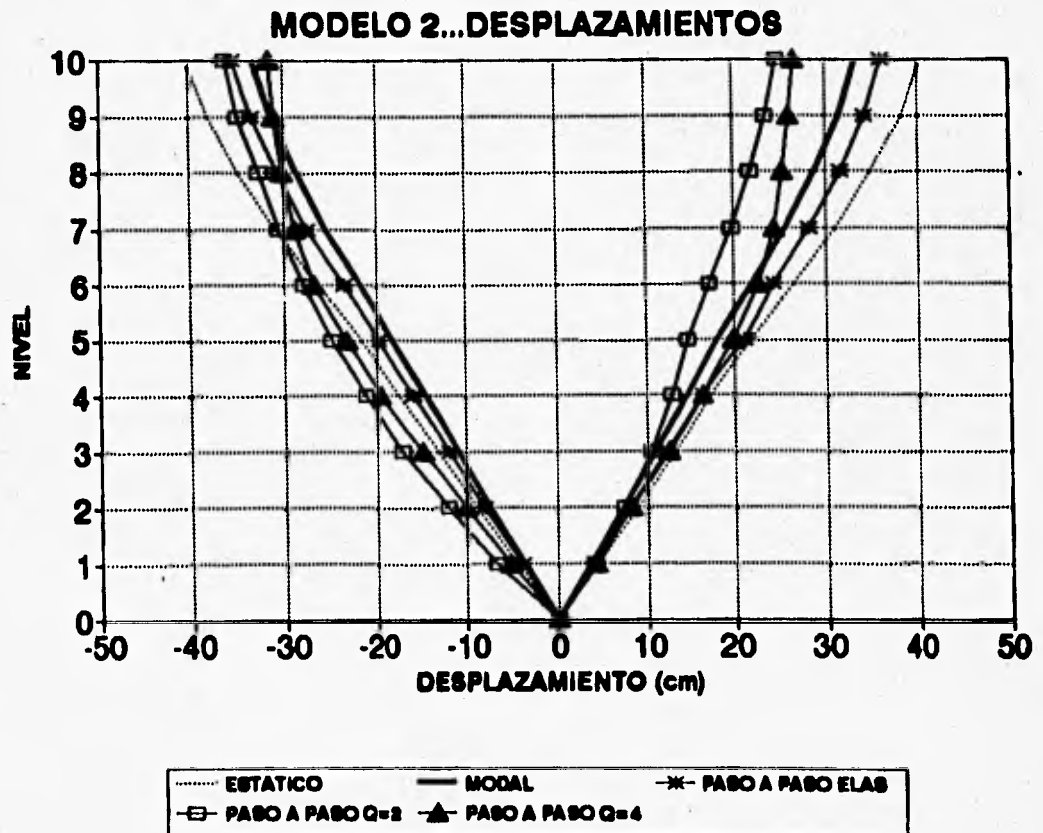


FIG 6.14 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 2

MODELO 2.....DESPLAZAMIENTOS AZOTEA

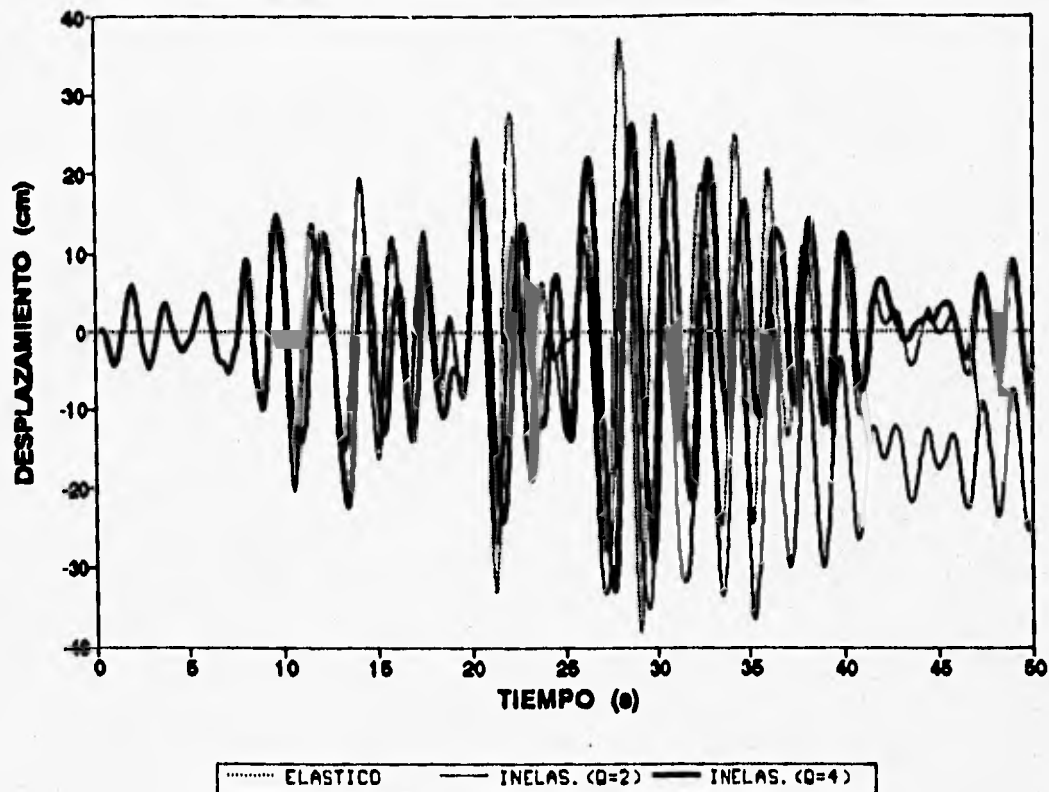


FIG 6.15 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 2, Q = 2 Y Q = 4

MODELO 2.....COEFICIENTES SISMICOS

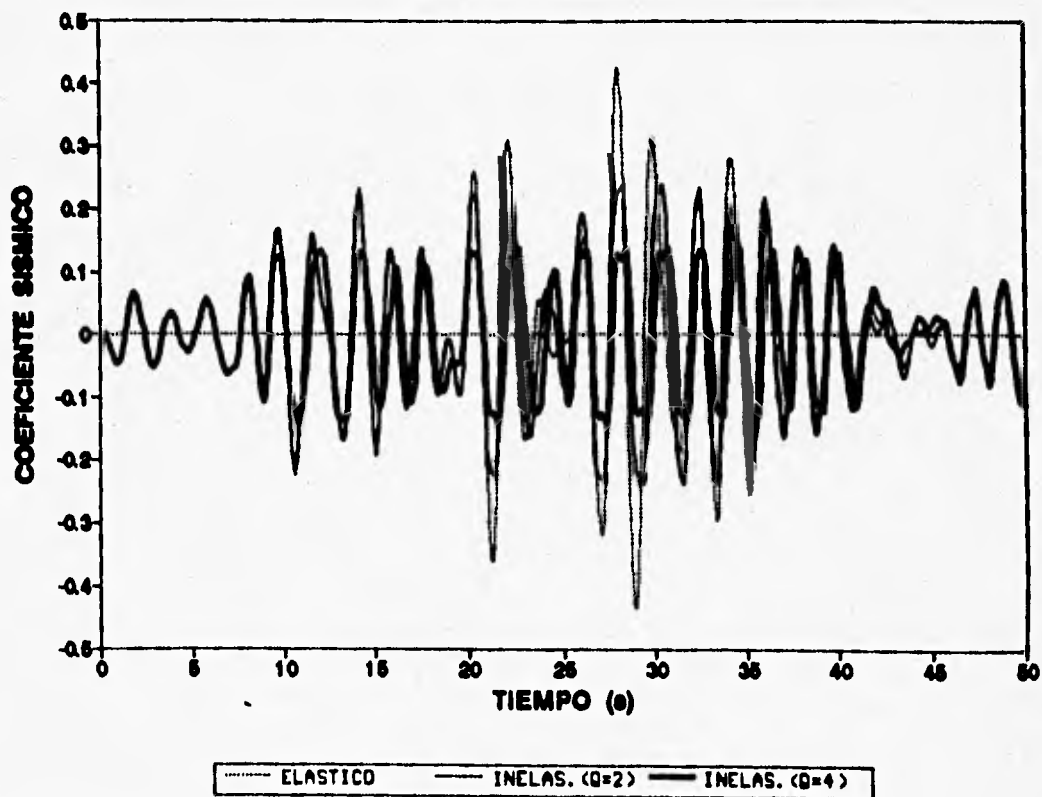


FIG 6.16 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 2, Q = 2 Y Q = 4

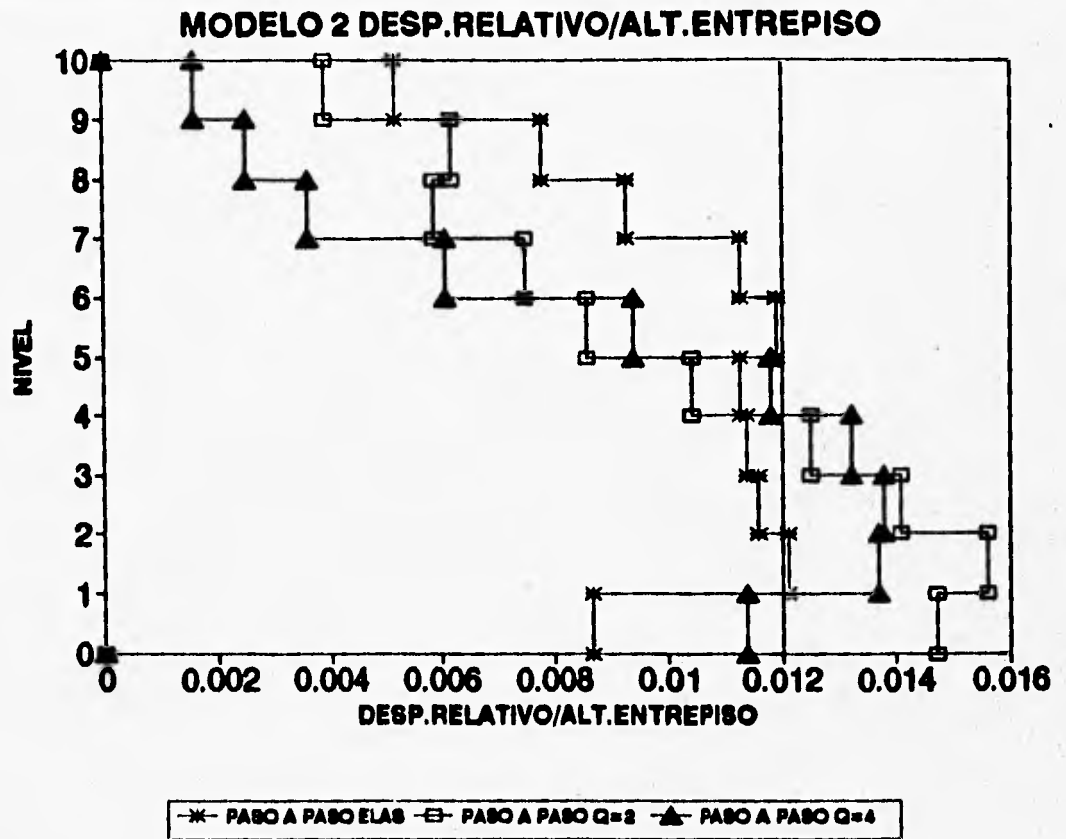


FIG 6.17 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 2, Q=2 Y Q=4

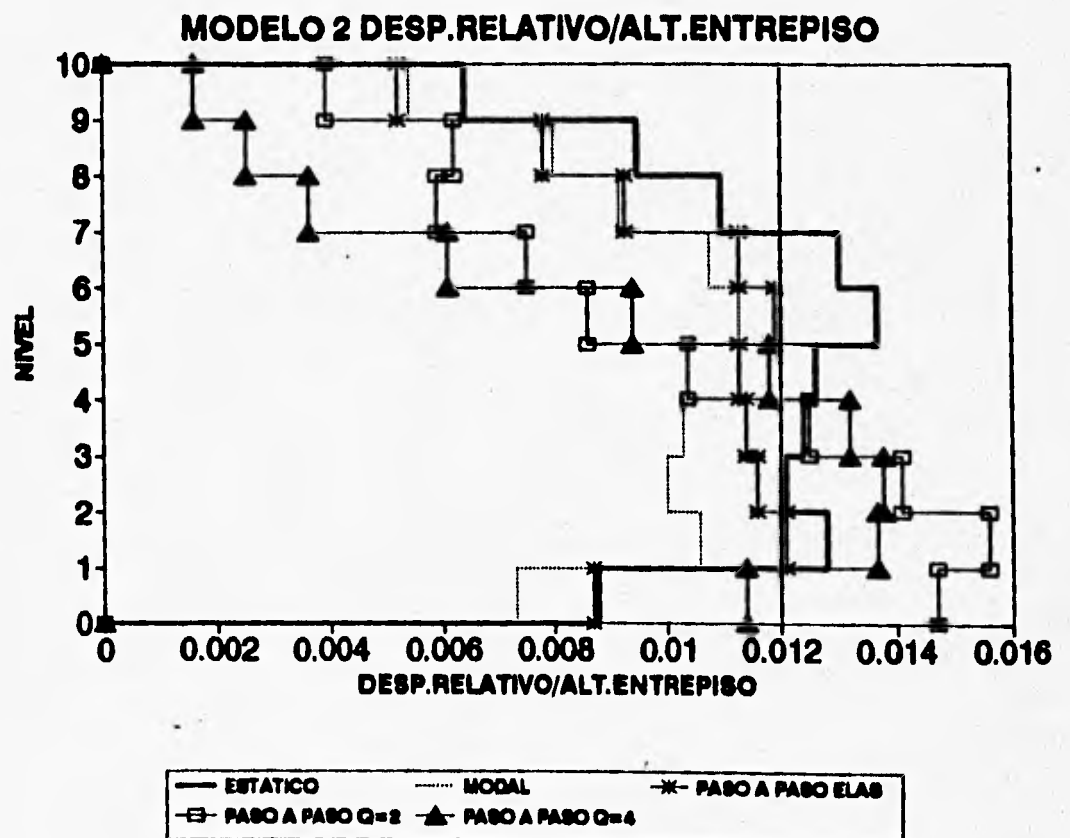
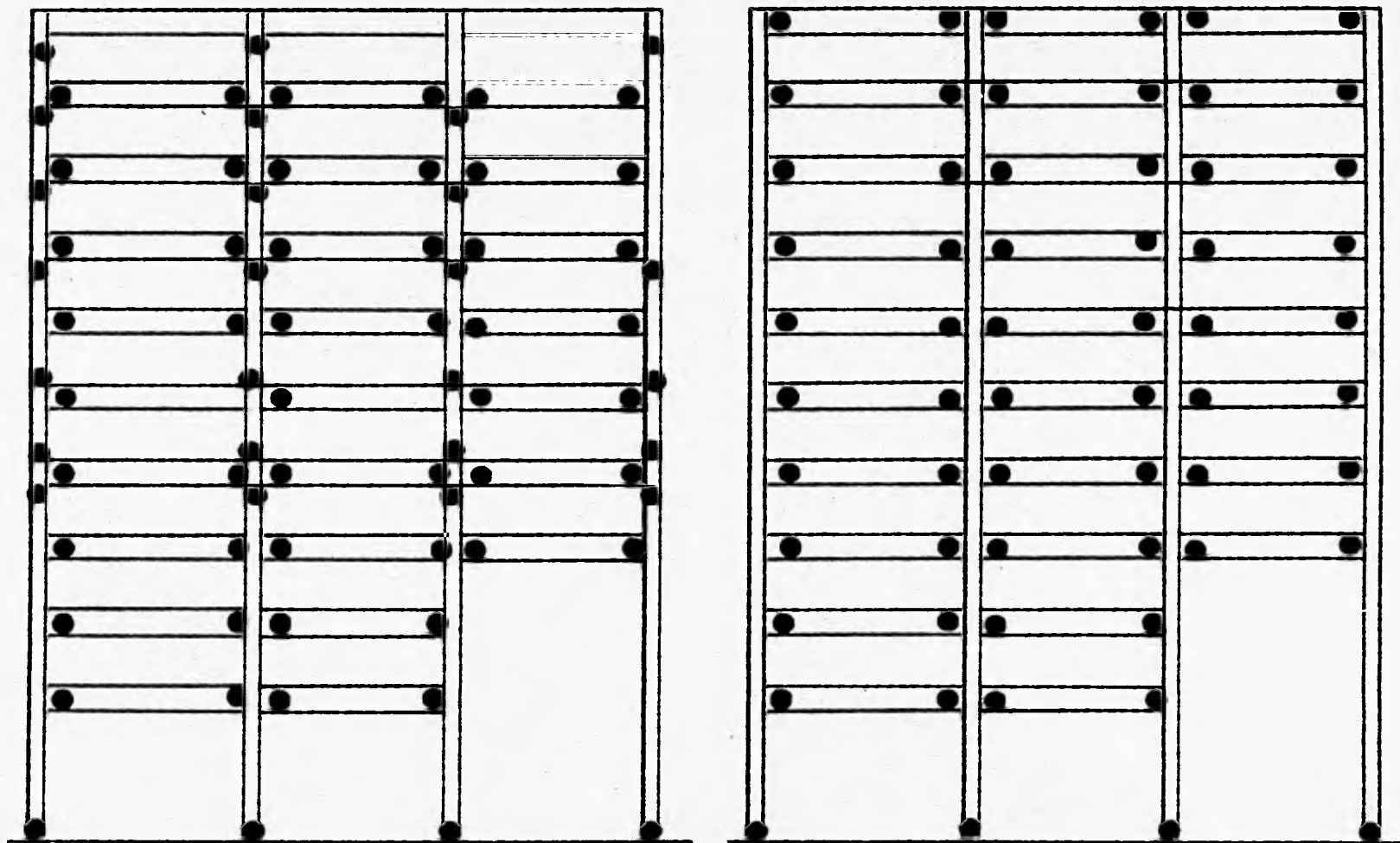


FIG 6.18 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 2



● ROTULA PLASTICA

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q-2

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q-4

FIG 6.19 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 2,
Q=2 Y Q=4

MODELO 2...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

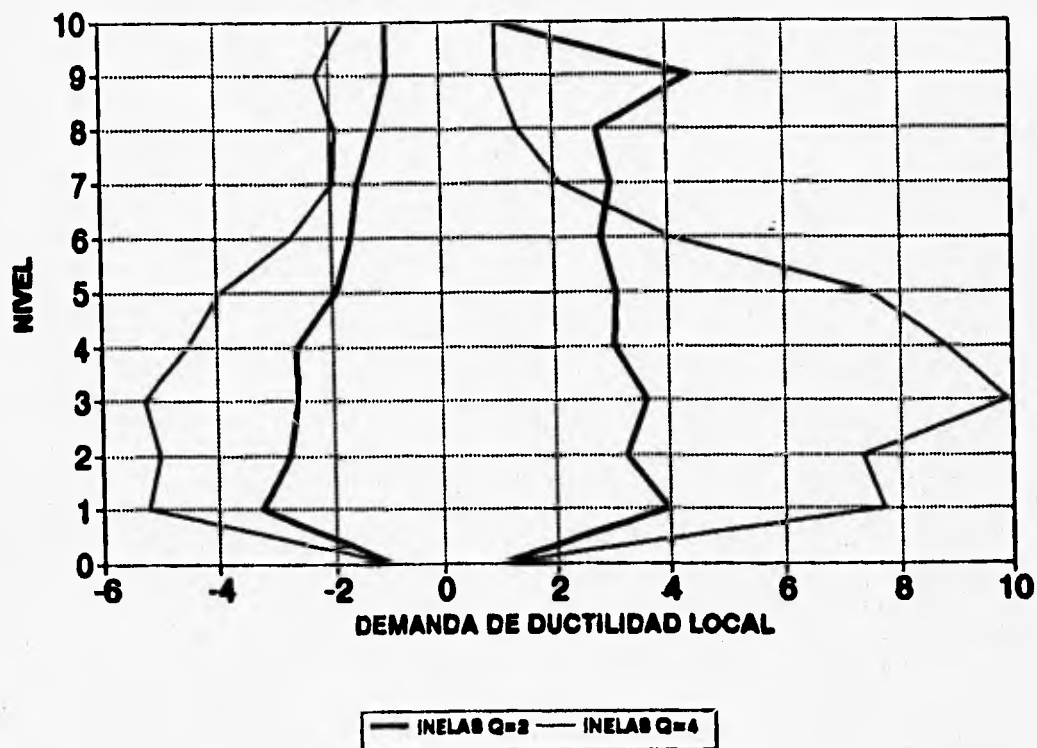


FIG 6.20 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 2, Q=2 Y Q=4

MODELO 2...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

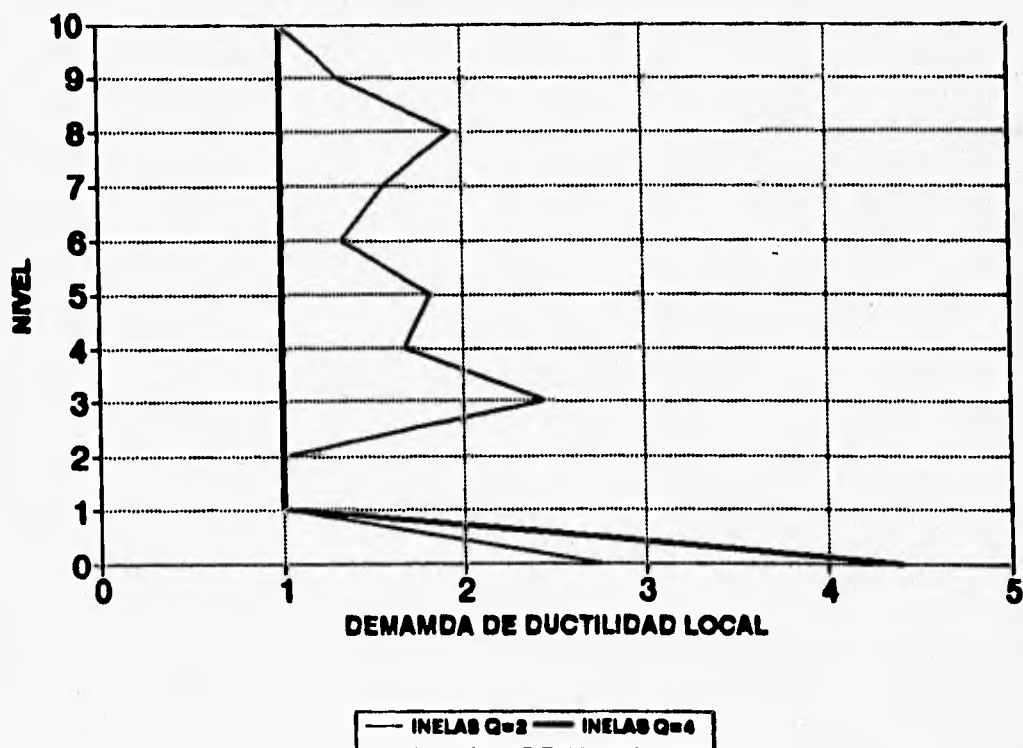


FIG 6.21 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=2 Y Q=4

MODELO 2...CORTANTES DE ENTREPISO

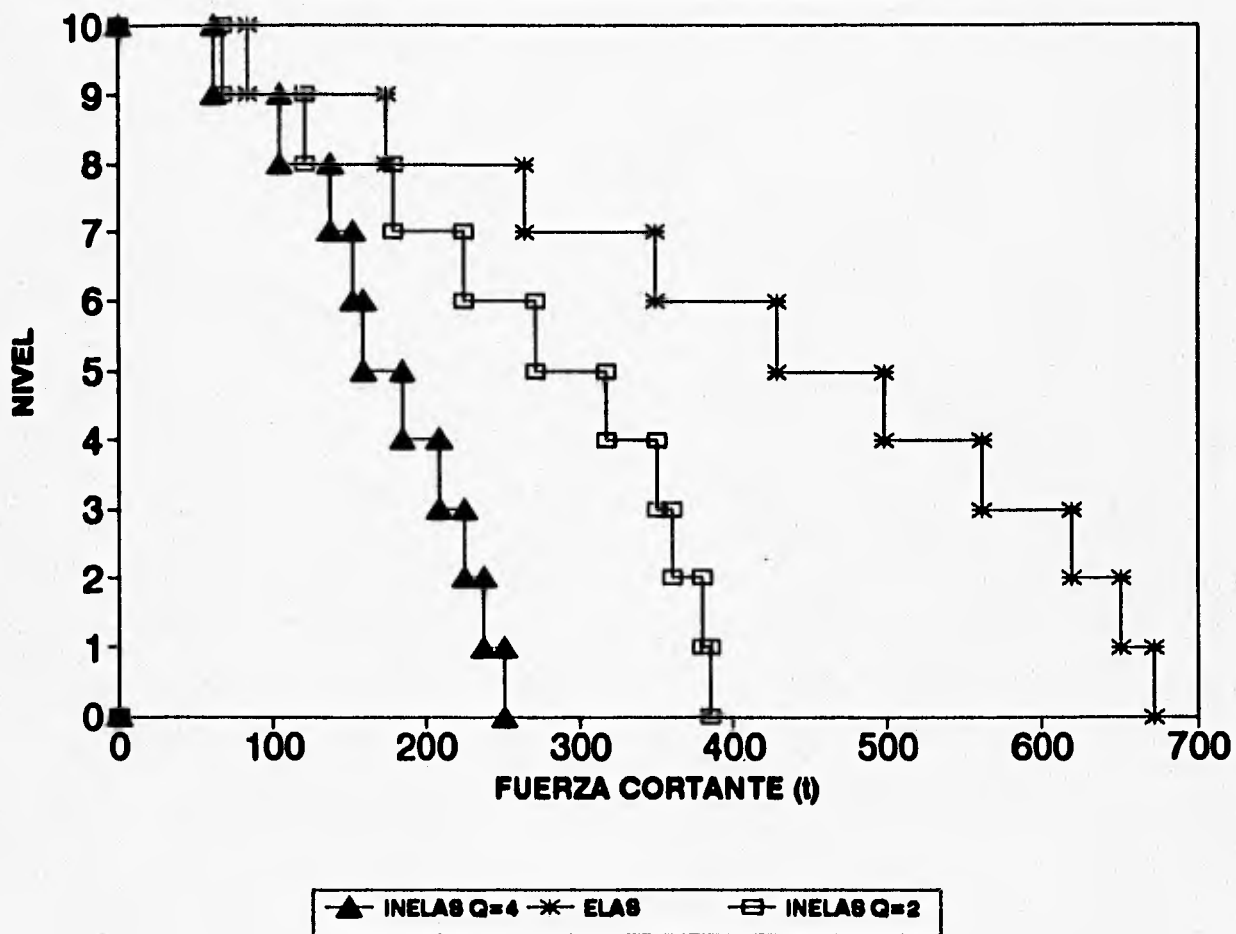
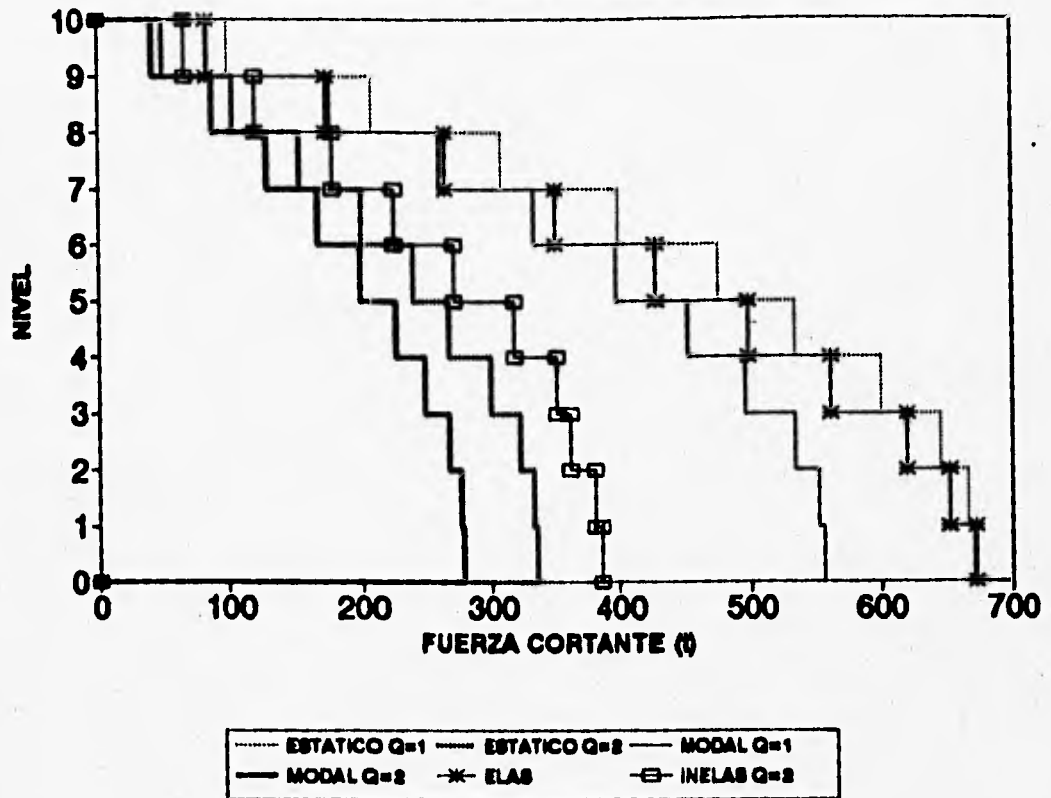


FIG 6.22 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 2, Q = 2 Y Q = 4

MODELO 2...CORTANTES DE ENTREPISO



MODELO 2...CORTANTES DE ENTREPISO

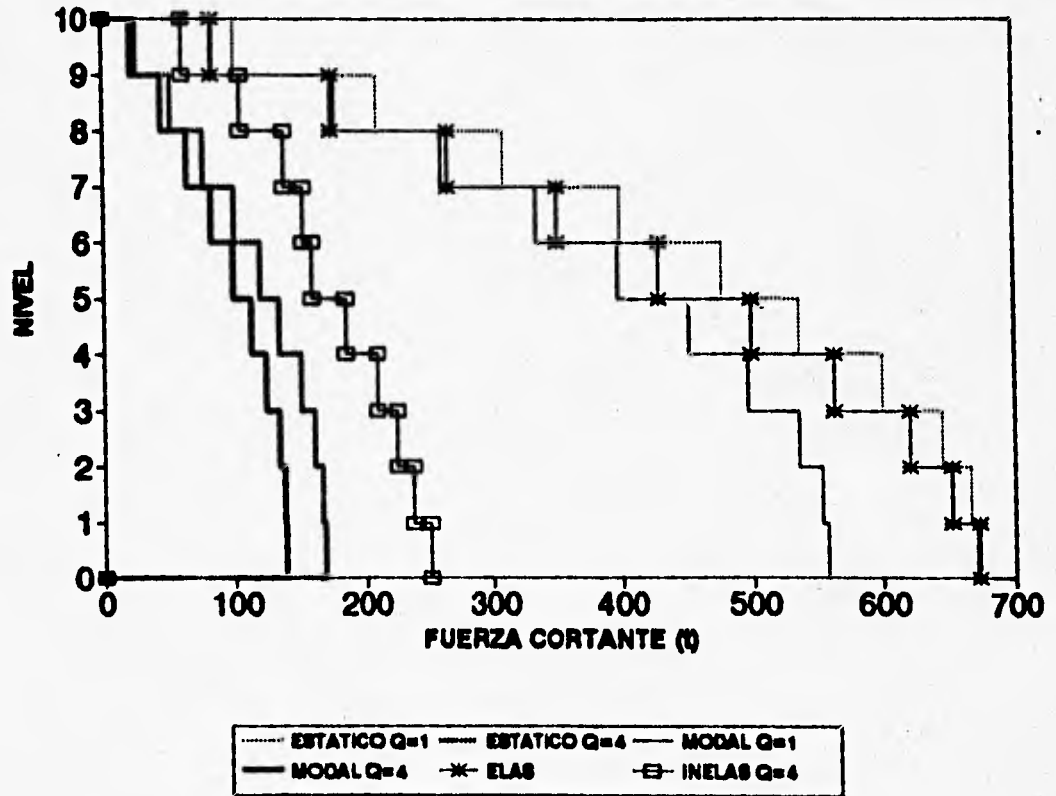


FIG 6.23 CORTANTES DE ENTREPISO, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 2

MODELO 3...DESPLAZAMIENTOS

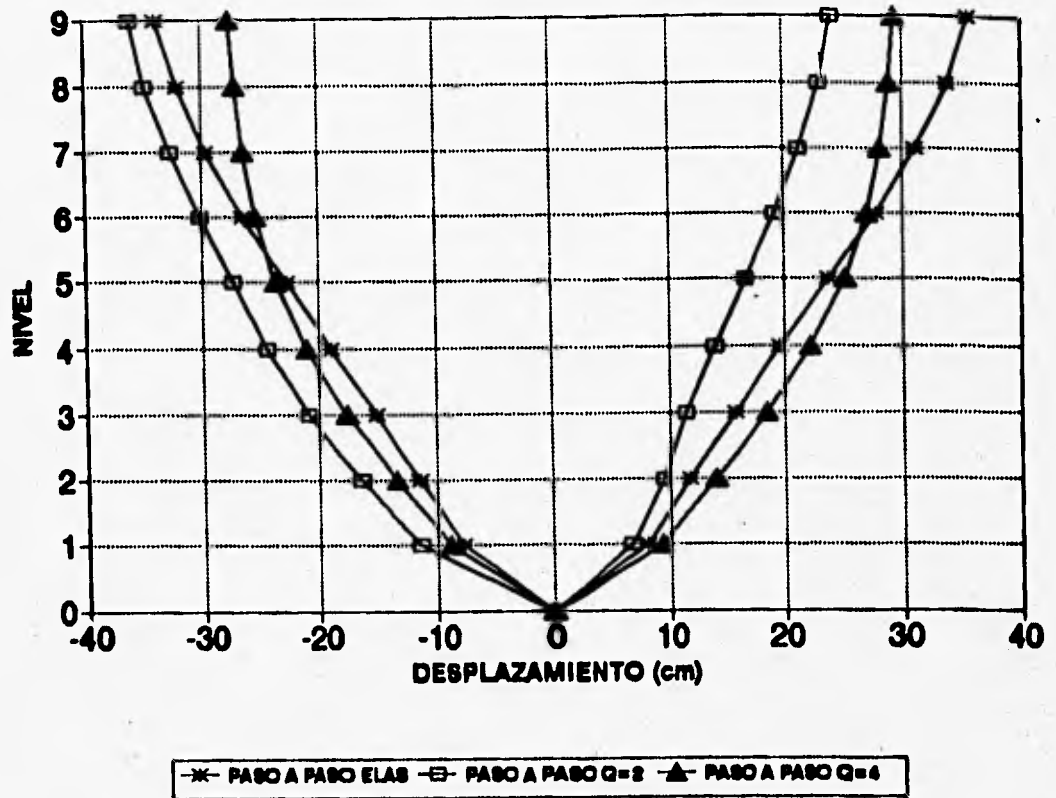


FIG 6.24 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, MODELO 3, Q = 2 Y Q = 4

MODELO 3...DESPLAZAMIENTOS

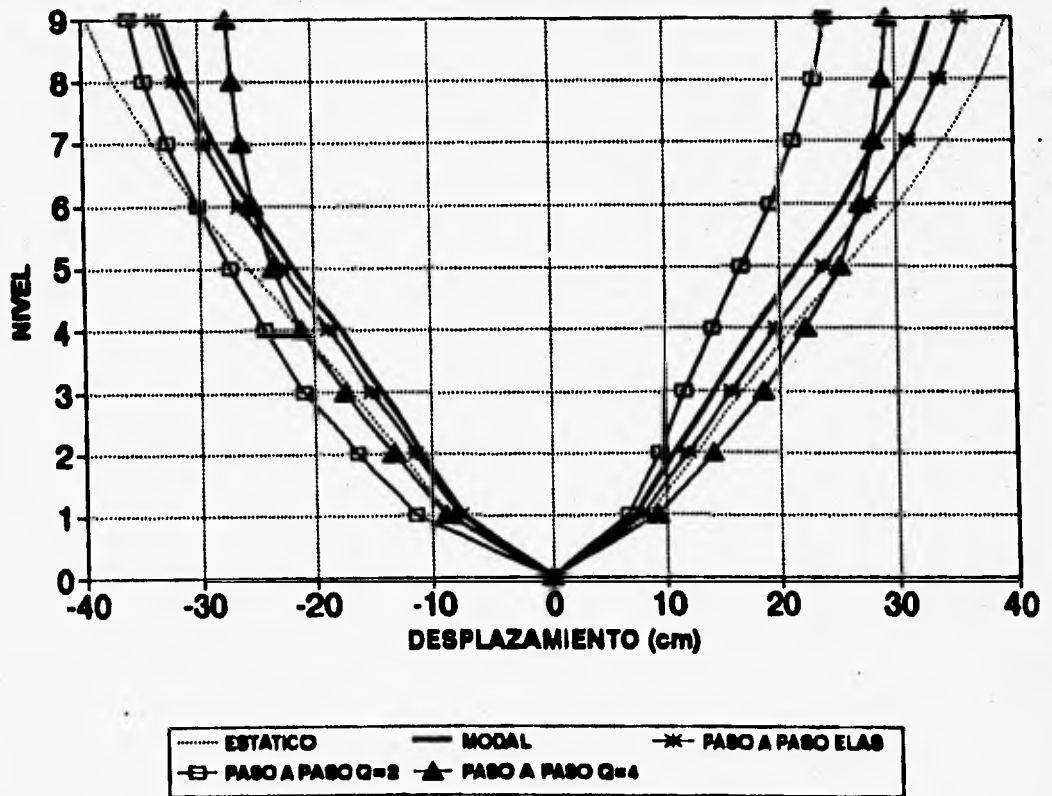


FIG 6.25 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 3

MODELO 3.....DESPLAZAMIENTOS AZOTEA

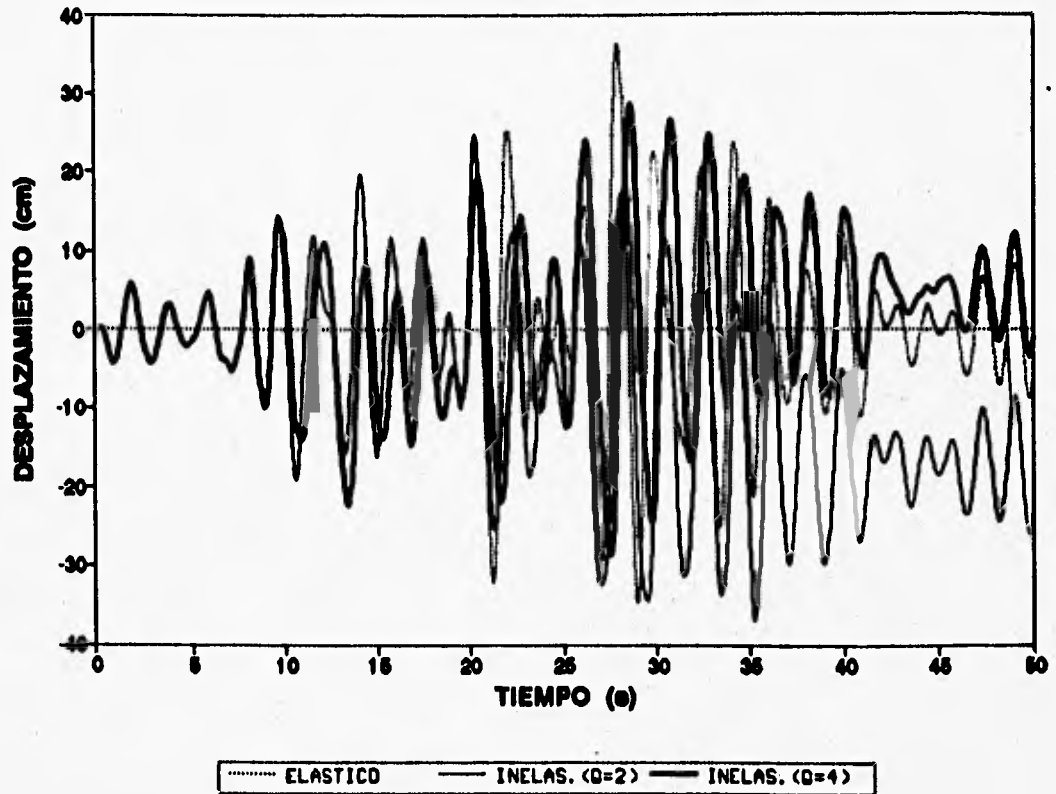


FIG 6.26 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, MODELO 3, Q=2 Y Q=4

MODELO 3....COEFICIENTES SISMICOS

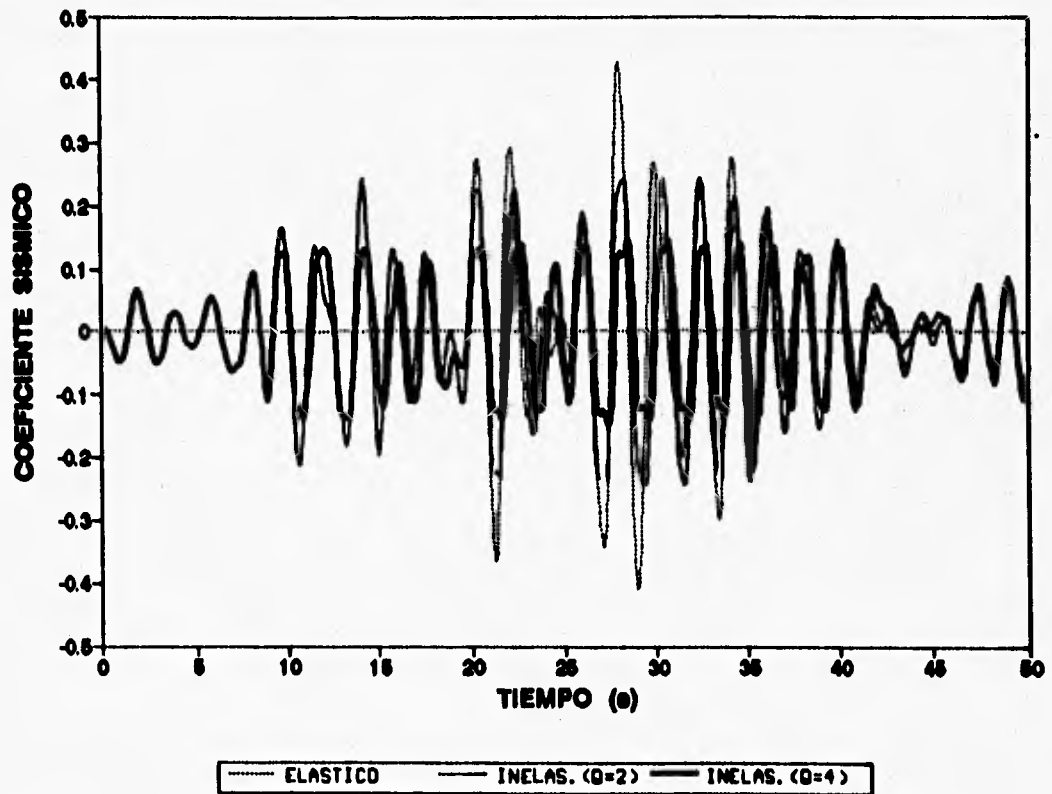


FIG 6.27 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, MODELO 3, Q=2 Y Q=4

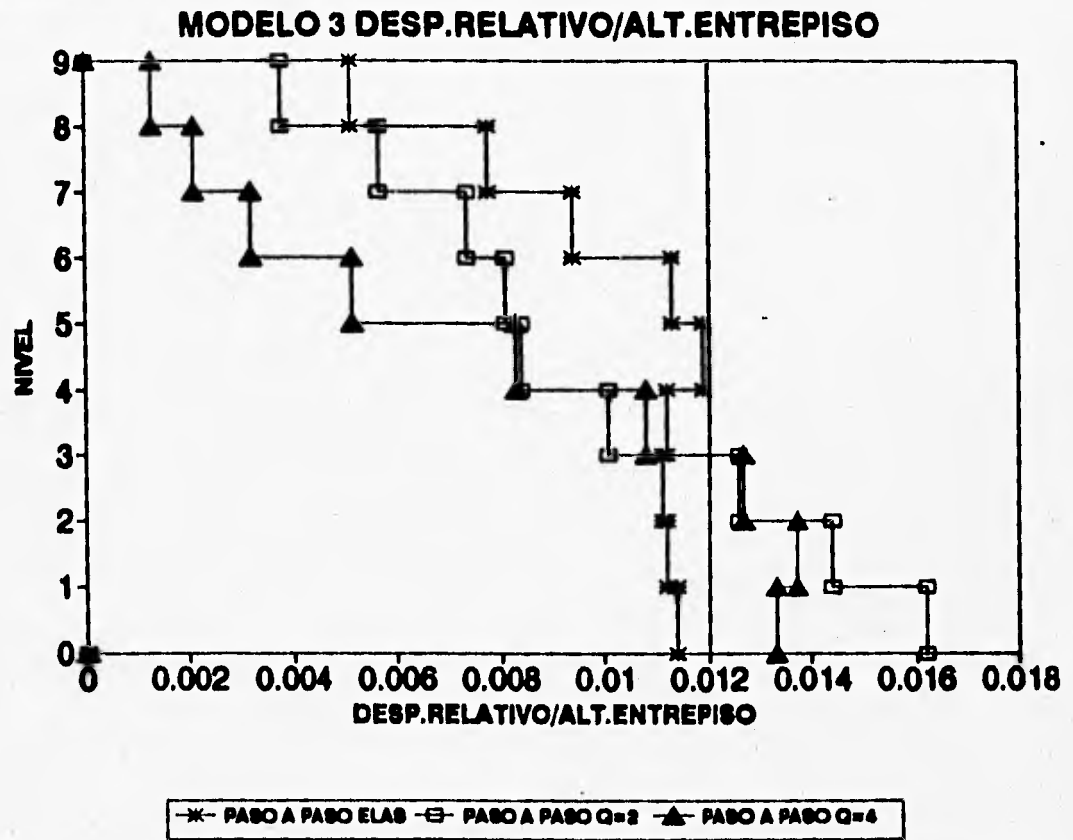


FIG 6.28 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, MODELO 3, Q = 2 Y Q = 4

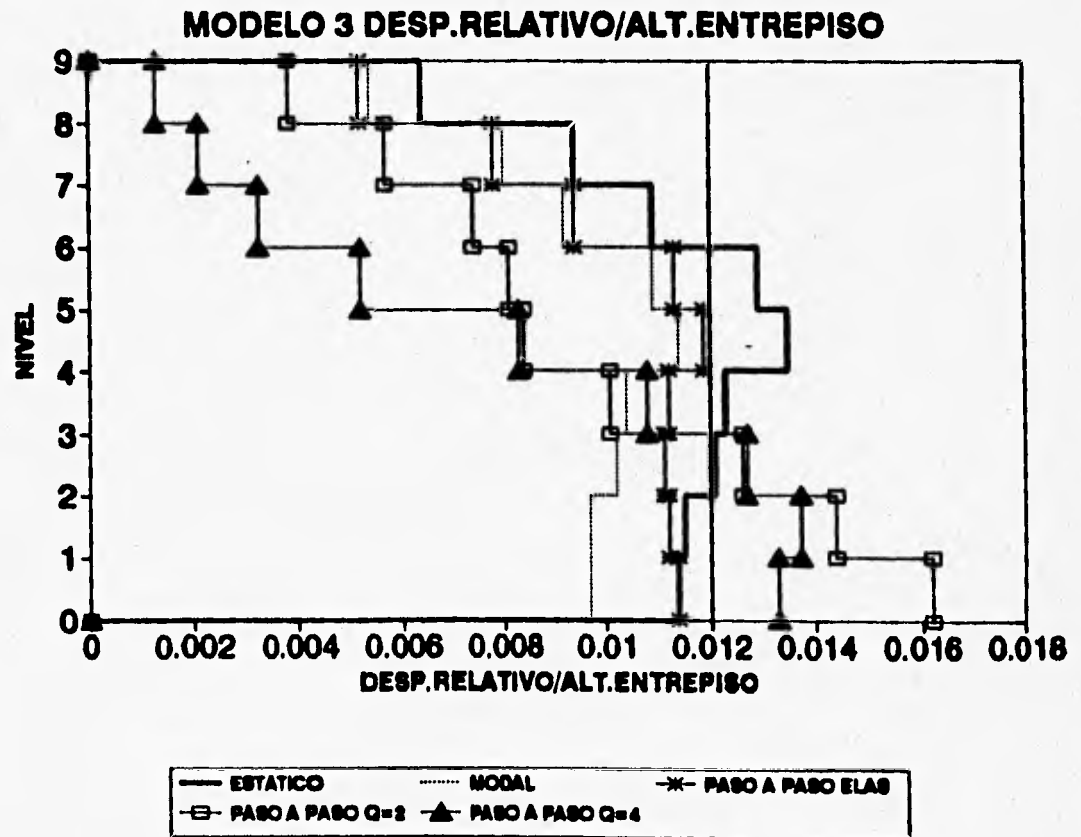
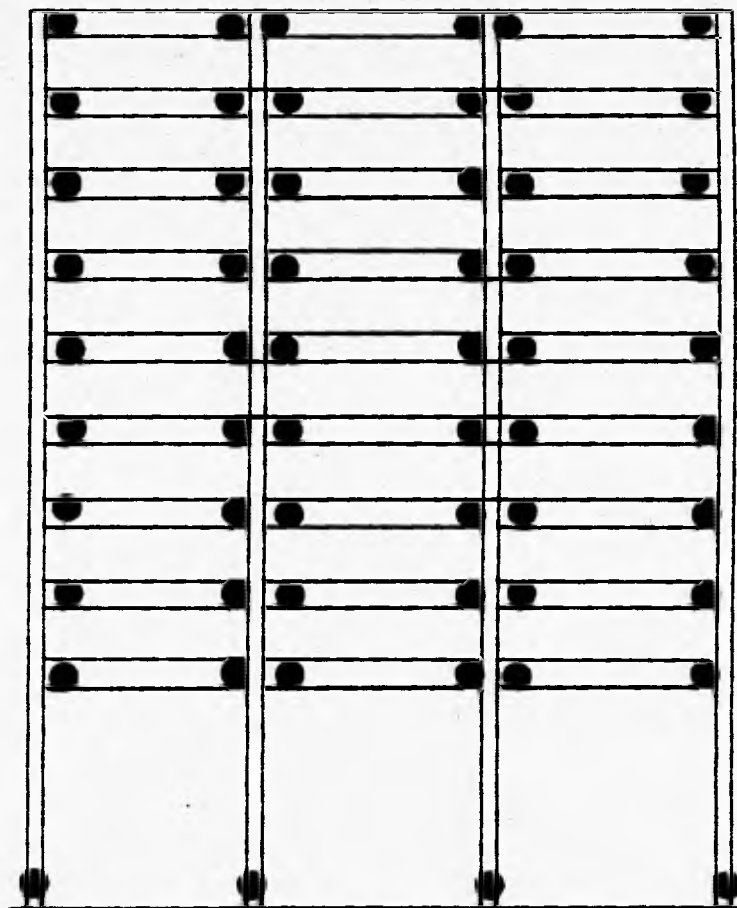
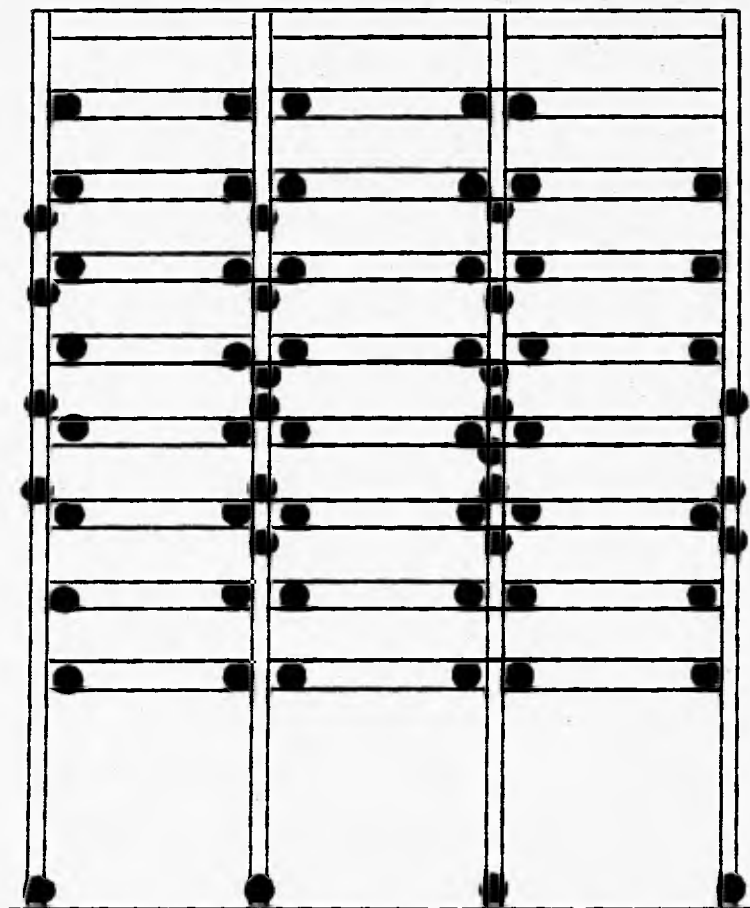


FIG 6.29 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 3



● ROTULA PLASTICA

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q=2

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q=4

FIG 6.30 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, MODELO 3,
Q=2 Y Q=4

MODELO 3...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS

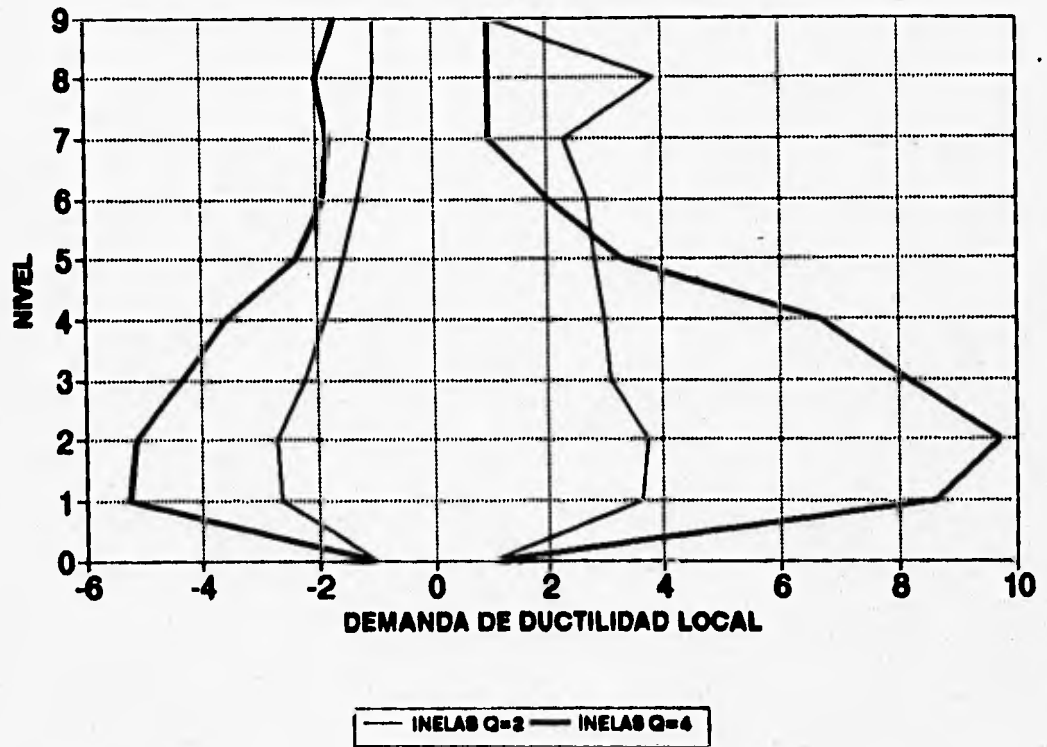


FIG 6.31 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS, MODELO 3, Q=2 Y Q=4

MODELO 3...DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN COLUMNAS

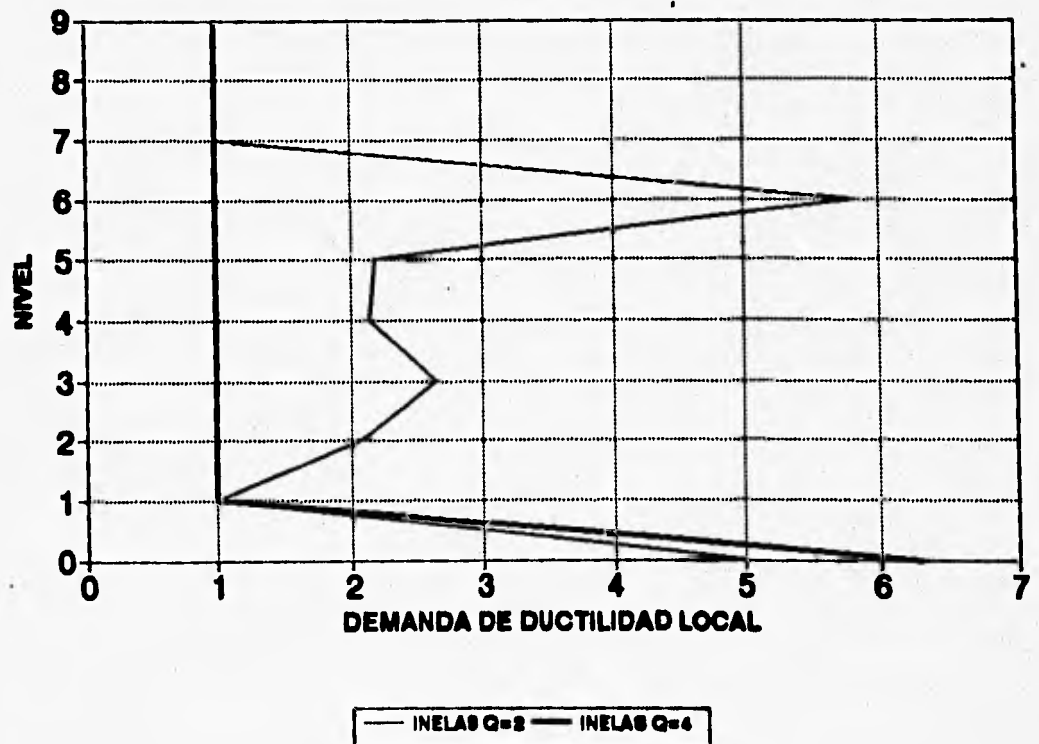


FIG 6.32 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=2 Y Q=4

MODELO 3...CORTANTES DE ENTREPISO

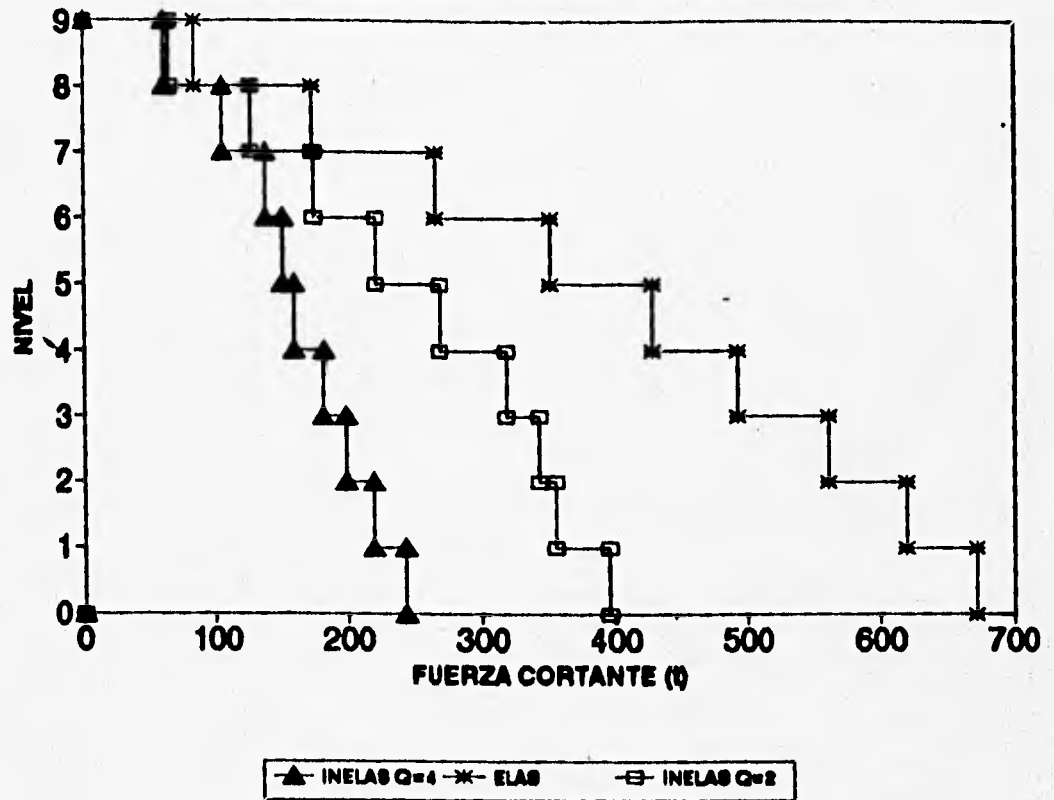
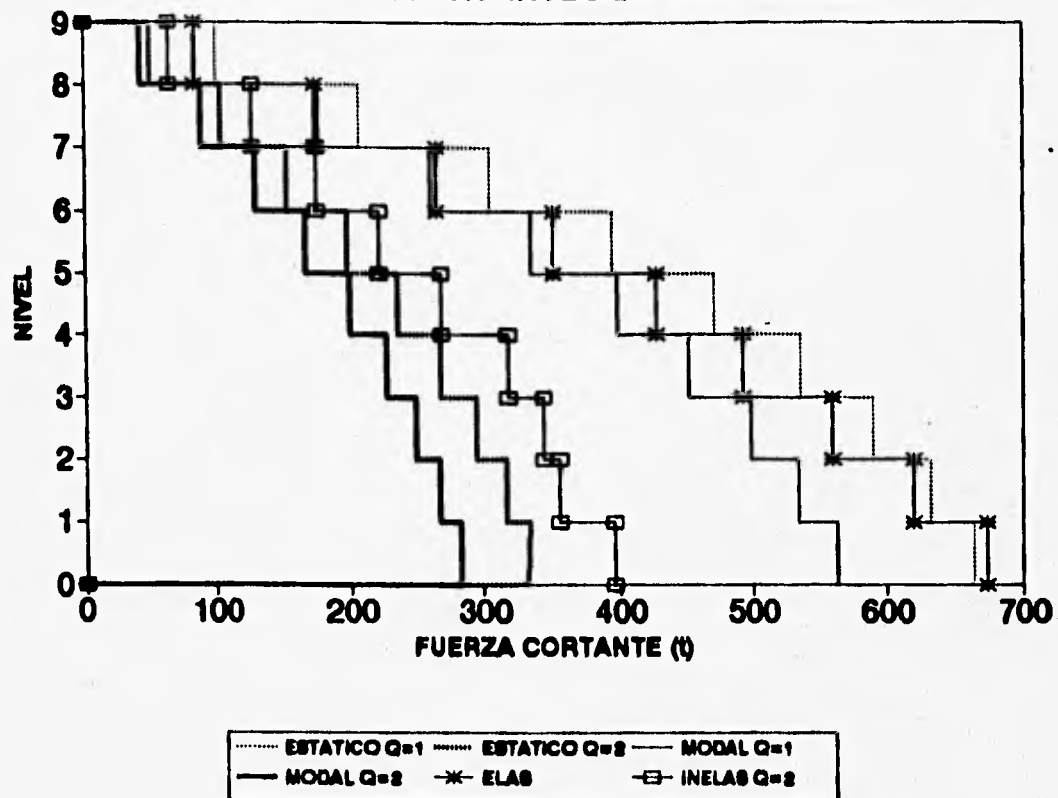


FIG 6.33 CORTANTES DE ENTREPISO, MODELO 3, Q=2 Y Q=4

MODELO 3...CORTANTES DE ENTREPISO



MODELO 3...CORTANTES DE ENTREPISO

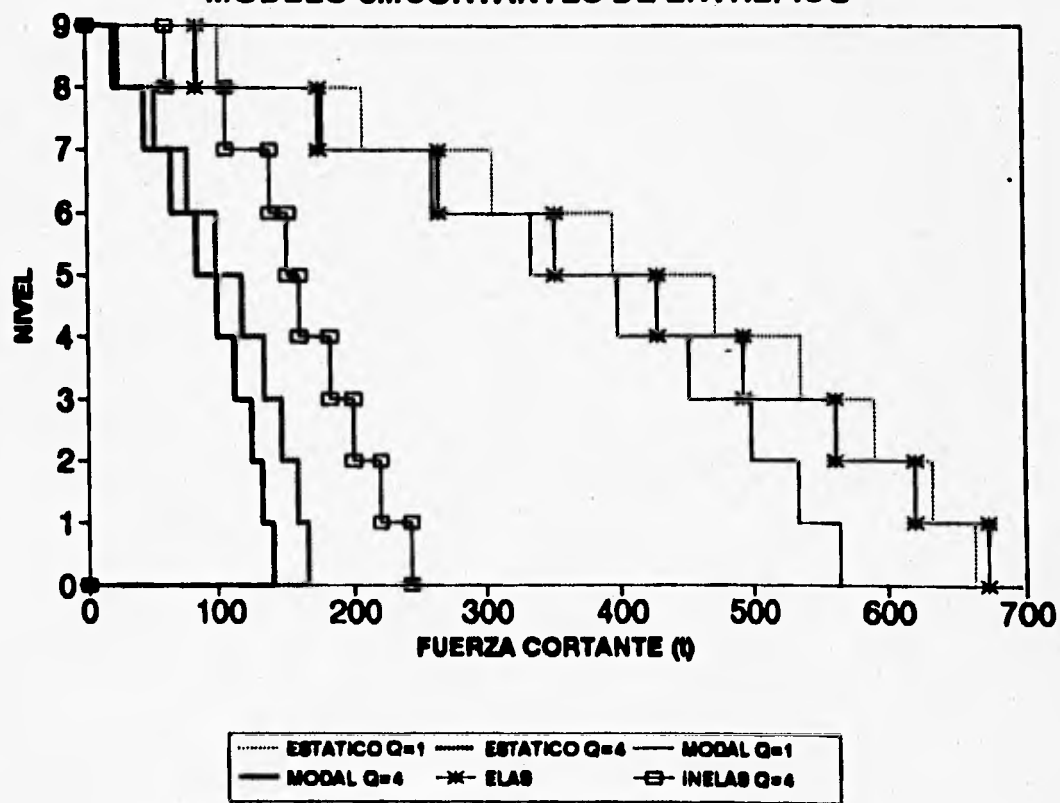


FIG 6.34 CORTANTES DE ENTREPISO, ANALISIS PASO A PASO VERSUS ANALISIS ELASTICOS MODAL Y ESTATICO, MODELO 3

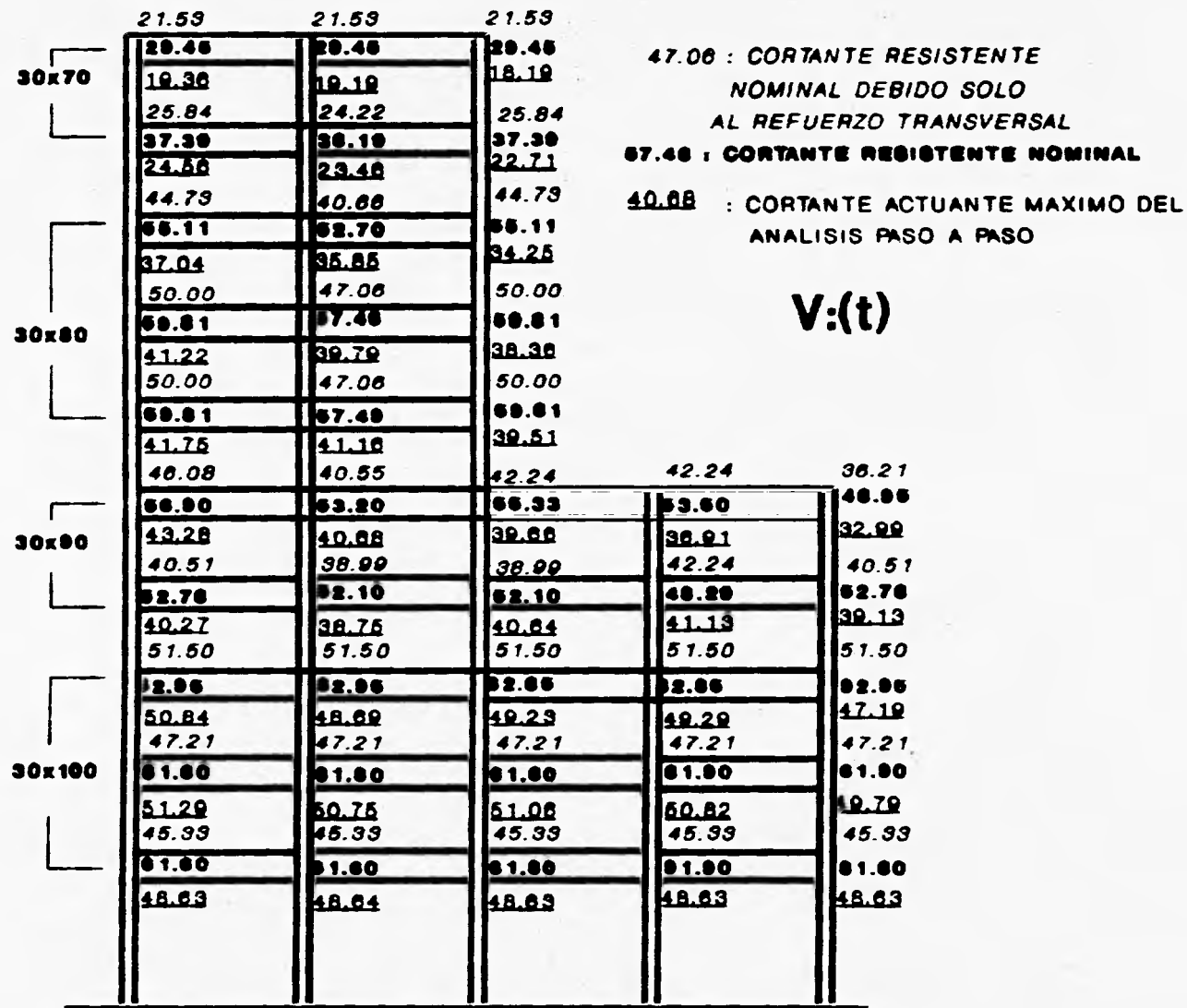


FIG 6.35 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 1, Q=2

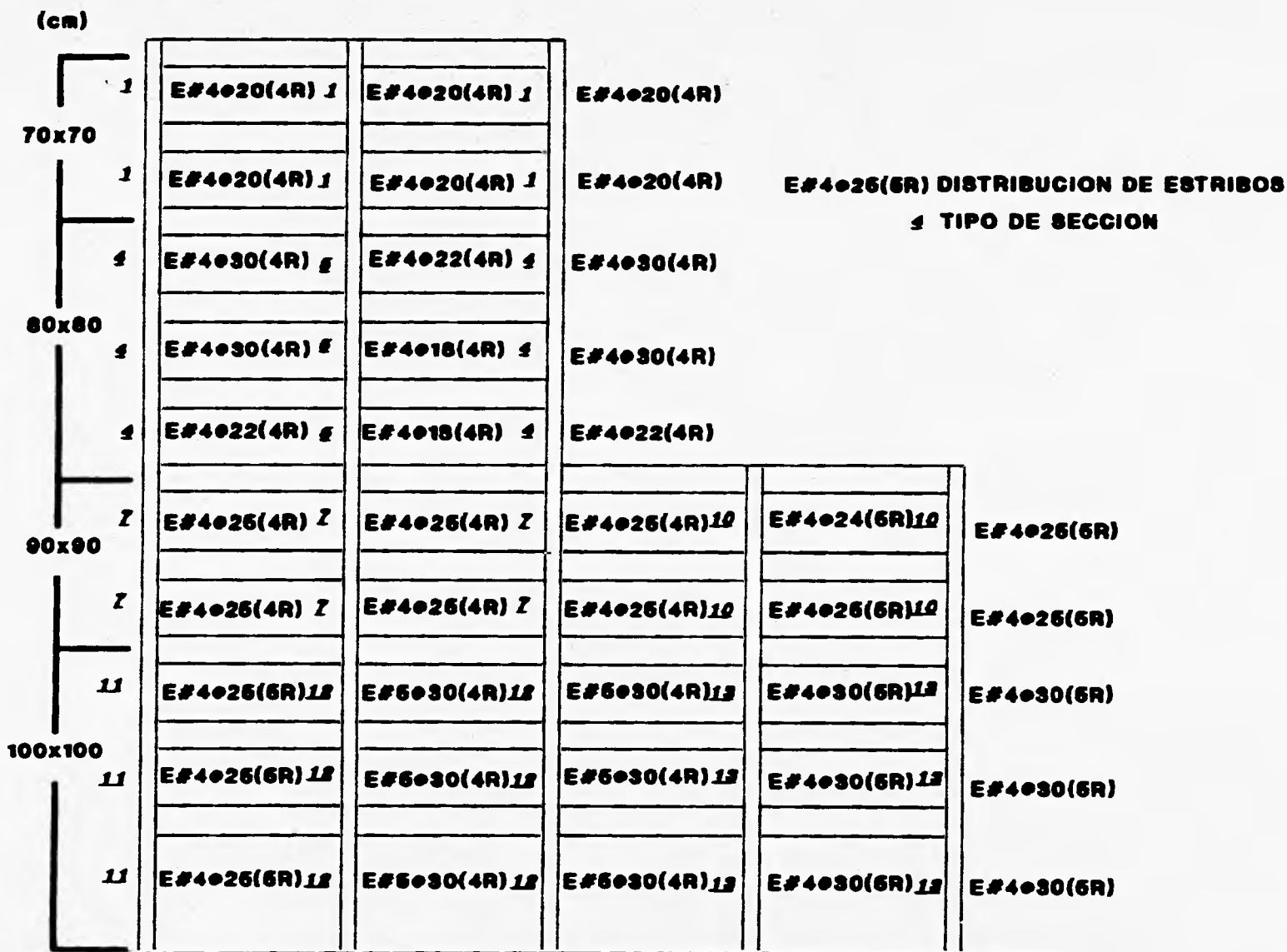


FIG 6.36 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 1, Q=2

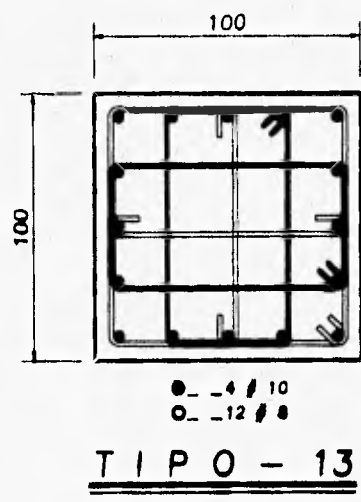
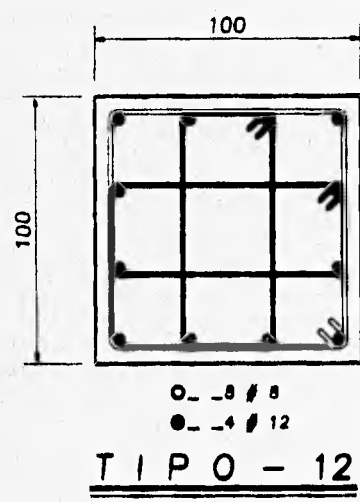
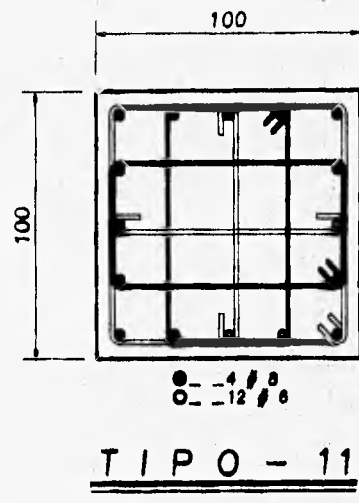
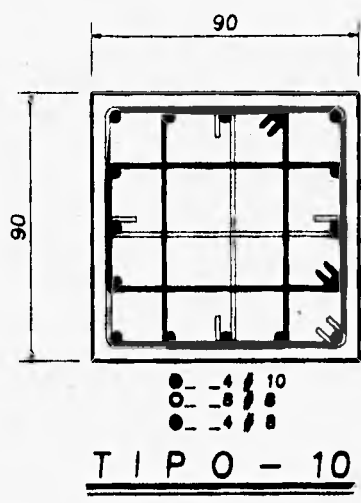
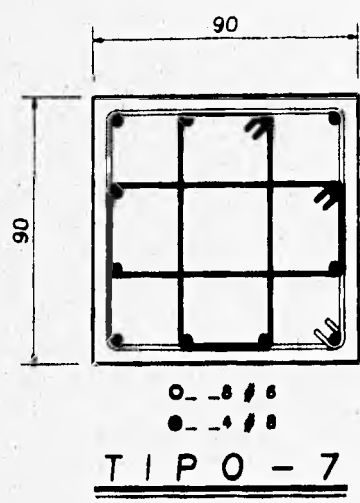
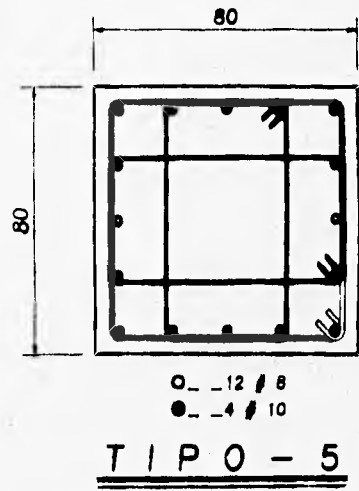
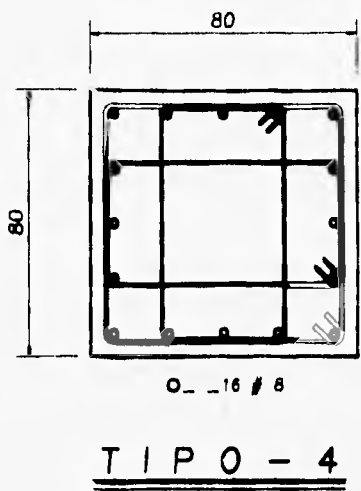
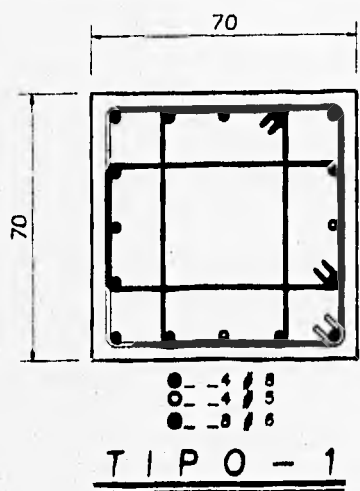


FIG 6.37 ARREGLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=2

89.16 20.81	89.16 23.53	89.16 18.20	V:(t) 126.61 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL 102.81 CORTANTE ACTUANTE DEL ANALISIS PASO A PASO 126.61 ELEMENTOS CON FALLA POR CORTANTE 130.24	
89.16 28.20	89.16 38.14	89.16 24.28		
72.34 38.84	93.26 80.40	72.34 38.26		
72.34 50.01	109.42 72.21	72.34 43.01		
91.74 54.18	109.42 78.02	91.74 59.71		
92.33 21.88	92.33 41.30	92.33 45.80	117.80 80.88	114.00 52.57
92.33 51.48	92.33 73.35	92.33 71.78	114.00 58.24	114.00 35.83
126.61 48.54	133.48 82.80	133.48 80.08	107.60 84.54	107.60 48.40
126.61 58.77	133.48 87.77	133.48 84.91	107.60 83.81	107.60 53.12
126.61 80.12	133.48 102.81	133.48 88.00	107.60 87.42	107.60 78.88

FIG 6.38 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=2

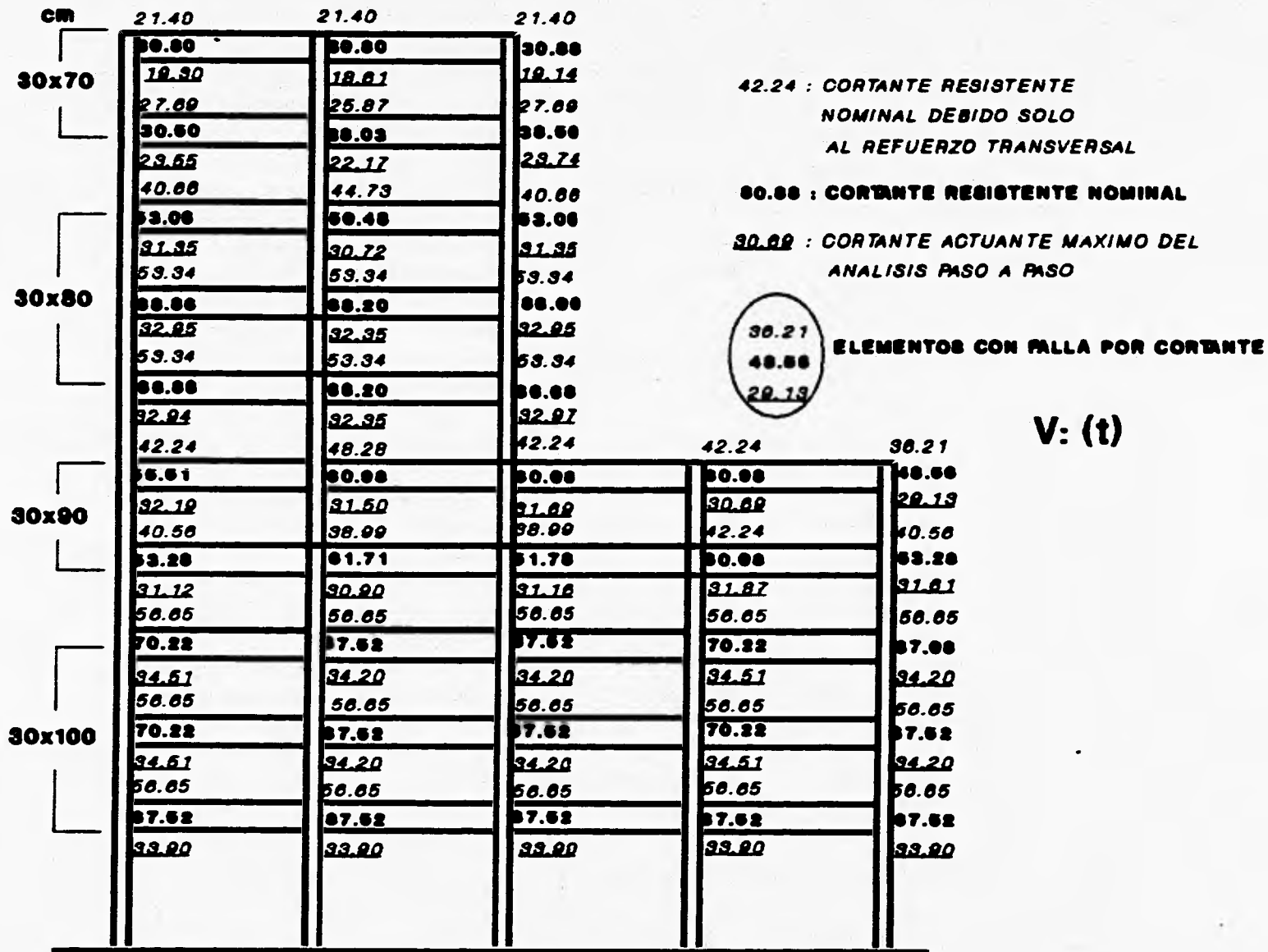


FIG 6.39 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 1, Q=4

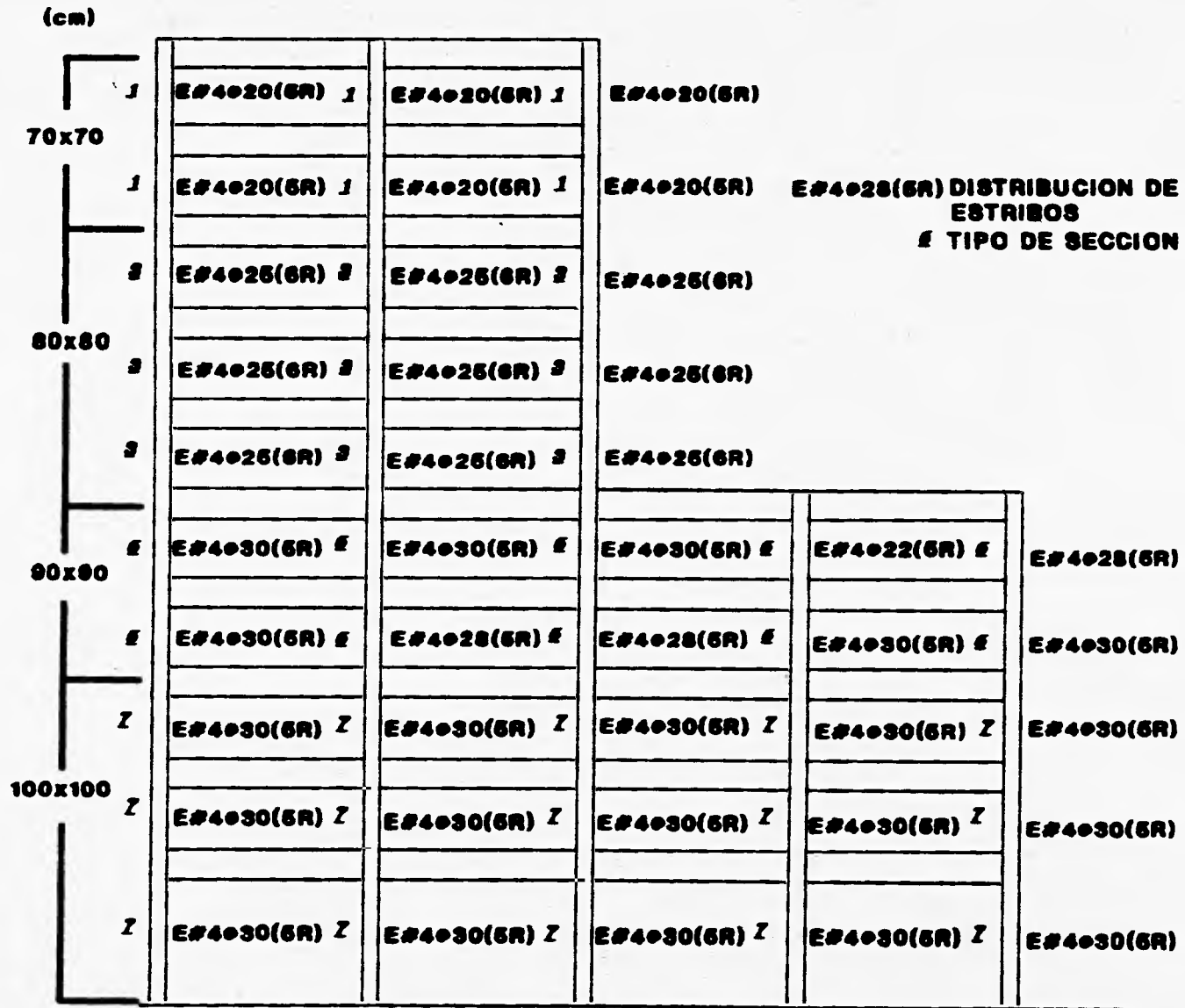
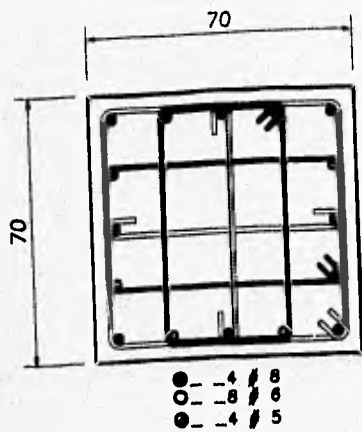
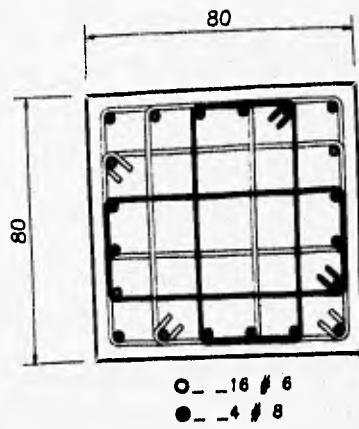


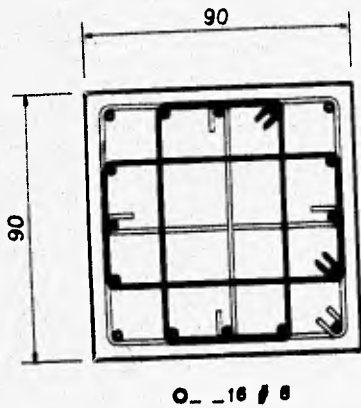
FIG 6.40 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 1, Q=4



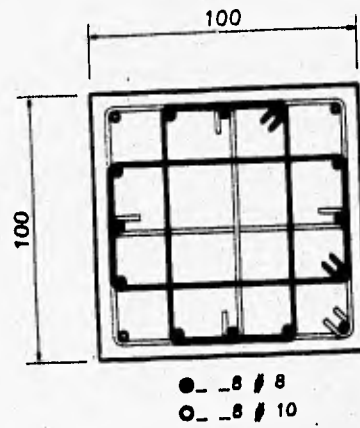
TIPO - 1



TIPO - 3



TIPO - 5

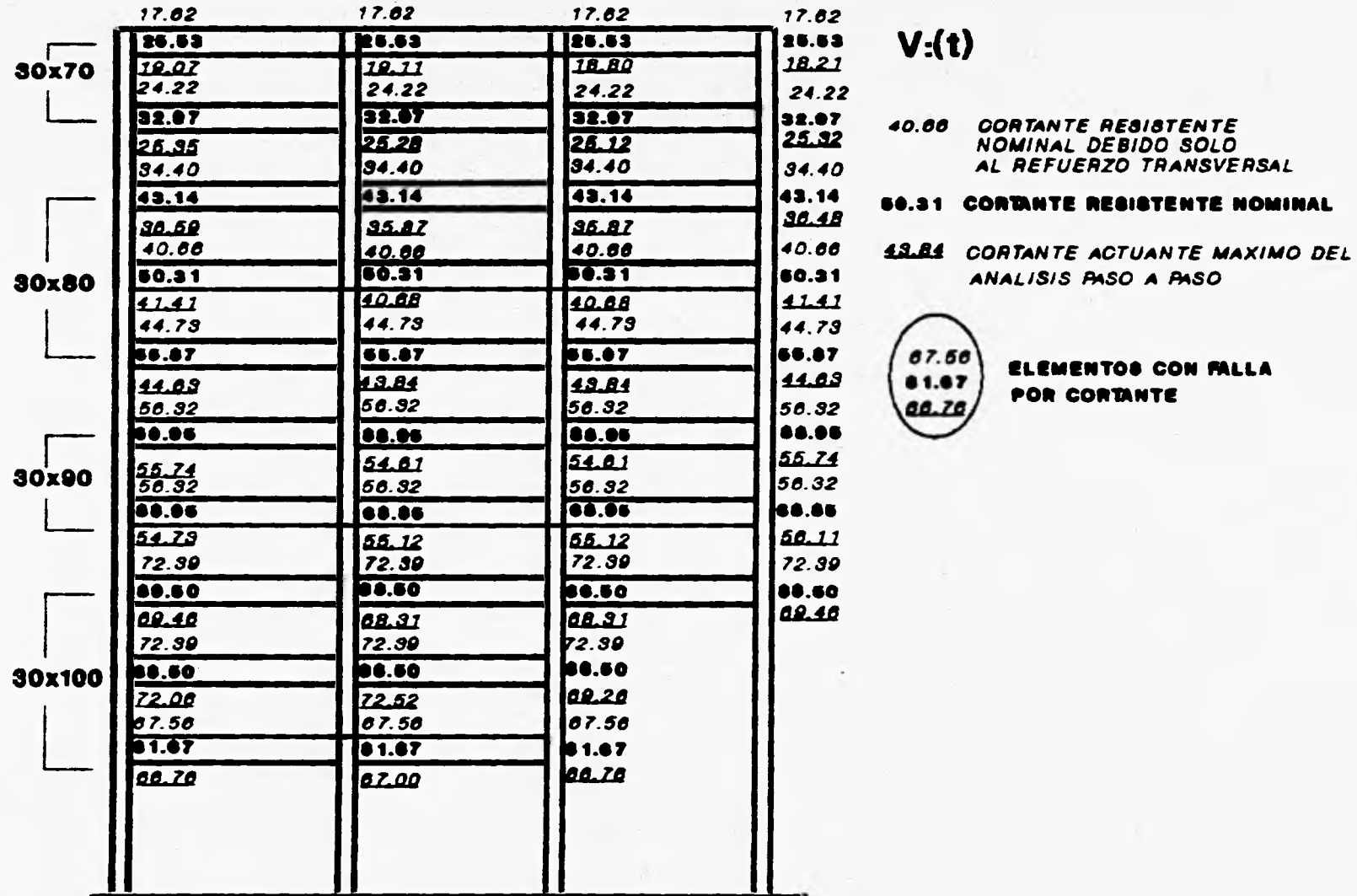


TIPO - 7

FIG 6.41 ARREGLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=4

100.20 21.87	00.07	100.20 24.24	00.07	100.20 20.84	00.07	V:(t)	
100.20 28.78	00.07	100.20 38.15	00.07	100.20 24.88	00.07	125.51	CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
113.05 38.11	00.01	113.05 52.28	00.01	113.05 35.78	00.01	84.45	CORTANTE RESISTENTE NOMINAL DEBIDO SOLO AL ACERO TRANSVERSAL
113.05 44.72	00.01	113.05 57.55	00.01	113.05 40.53	00.01	120.30	CORTANTE ACTUANTE DEL ANALISIS PASO A PASO
113.05 49.78	00.01	113.05 58.43	00.01	113.05 50.88	00.01	125.51	ELEMENTOS CON FALLA POR CORTANTE
					00.01	135.45	
07.74 18.91	75.67	07.74 38.42	75.67	07.74 78.87	75.67	125.22	103.00 103.14
						78.87	50.45
07.74 40.88	75.67	103.14 54.43	00.06	103.14 51.17	00.06	07.74	75.67 07.74
						47.88	37.13
112.05 48.17	04.45	112.05 81.43	04.45	112.05 81.45	04.45	112.05	04.45 112.05
						84.22	43.38
112.05 49.11	04.45	112.05 71.88	04.45	112.05 88.41	04.45	112.05	04.45 112.05
						74.88	55.21
112.05 73.04	04.45	112.05 80.88	04.45	112.05 78.83	04.45	112.05	04.45 112.05
						73.85	73.81

FIG 6.42 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS
CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS
PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 1, Q=4



67.50
 61.07
 60.70
ELEMENTOS CON FALLA POR CORTANTE

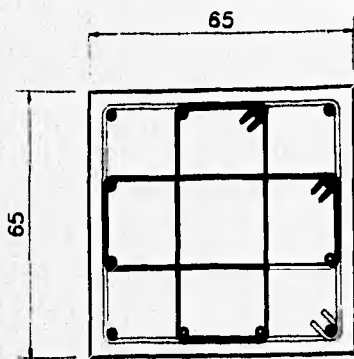
FIG 6.43 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 2, Q=2

EF3020(4R) DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

■ TIPO DE SECCION

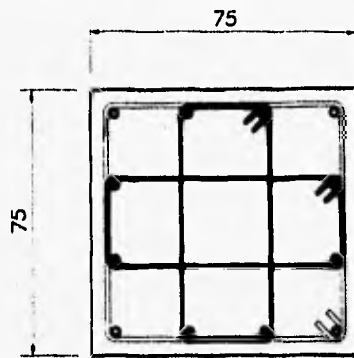
CM					
85x85	1	EF3020(4R) 1	EF3020(4R) 1	EF3020(4R) 1	EF3020(4R)
	1	EF3020(4R) 1	EF3020(4R) 1	EF3020(4R) 1	EF3020(4R)
75x75	2	EF4020(4R) 2	EF4024(4R) 2	EF4024(4R) 2	EF4020(4R)
	2	EF4020(4R) 2	EF4024(4R) 2	EF4024(4R) 2	EF4020(4R)
	2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R)
85x85	2	EF4025(4R) 2	EF5025(4R) 2	EF5025(4R) 2	EF4025(4R)
	2	EF4025(4R) 2	EF5025(4R) 2	EF5025(4R) 2	EF4025(4R)
95x95	11	EF5045(5R) 11	EF5035(5R) 12	EF5040(5R)	
	11	EF5045(5R) 11	EF5024(5R) 12	EF5040(5R) 12	EF5040(5R)
	11	EF5045(5R) 11	EF5035(5R) 12	EF5040(5R)	

FIG 6.44 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 2, Q=2



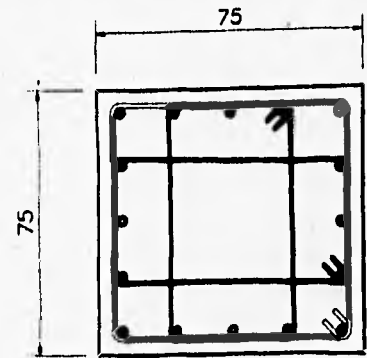
○ - 4 # 5
● - 4 # 6

TIPO - 1



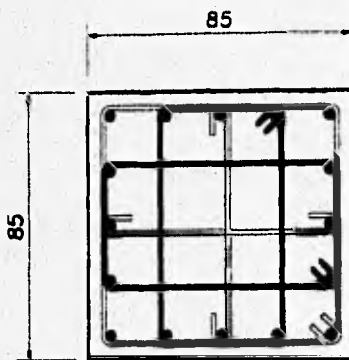
○ - 4 # 6
● - 8 # 5

TIPO - 4



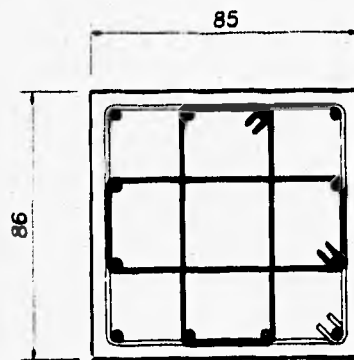
○ - 16 # 6

TIPO - 5



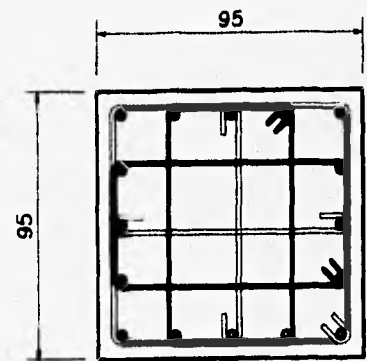
○ - 16 # 4

TIPO - 7



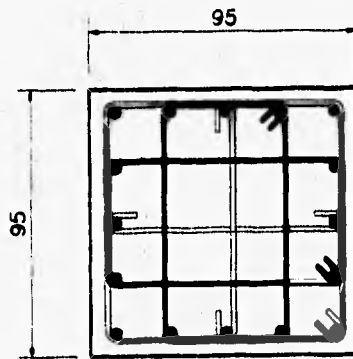
○ - 12 # 8

TIPO - 8



○ - 16 # 12

TIPO - 11



○ - 8 # 12
● - 8 # 10

TIPO - 12

FIG 6.45 ARREGLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=2

V:(t) 123.37 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
37.71 CORTANTE ACTUANTE DEL
ANALISIS PASO A PASO

116.10
121.88

ELEMENTOS CON FALLA
POR CORTANTE

60.62 21.04	60.62 22.75	60.62 22.88	60.62 22.67
60.62 21.01	60.62 27.71	60.62 27.58	60.62 28.72
67.73 40.87	76.62 61.11	76.62 60.72	67.73 41.87
67.73 60.12	76.62 72.22	76.62 74.08	67.73 47.89
67.73 64.45	66.67 65.89	66.67 66.08	67.73 64.28
64.67 64.62	102.64 105.02	102.64 103.42	64.67 61.10
64.67 72.28	123.37 108.25	123.37 120.42	64.67 78.01
116.10 82.25	130.66 142.88	124.46 108.82	
116.10 87.42	130.66 172.82	124.46 81.88	124.46 61.25
116.10 121.88	130.66 120.44	124.46 116.81	

FIG 6.46 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS
CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS
PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=2

V:(t) 123.37 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
37.71 CORTANTE ACTUANTE DEL
ANALISIS PASO A PASO

116.10
121.89

ELEMENTOS CON FALLA
POR CORTANTE

60.62 21.04	60.62 22.75	60.62 22.89	60.62 22.67
60.62 21.01	60.62 27.71	60.62 27.59	60.62 22.72
67.73 40.87	76.62 61.11	76.62 60.72	67.73 41.87
67.73 60.12	76.62 72.22	76.62 74.02	67.73 47.89
67.73 64.45	66.67 65.89	66.67 66.02	67.73 64.22
64.67 64.52	102.64 105.02	102.64 103.42	64.67 61.10
64.67 72.22	123.37 102.25	123.37 120.42	64.67 72.01
116.10 82.25	130.65 142.02	124.46 102.22	
116.10 87.42	130.65 172.02	124.46 81.22	124.46 61.25
116.10 121.89	130.65 120.44	124.46 116.01	

FIG 6.46 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS
CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS
PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=2

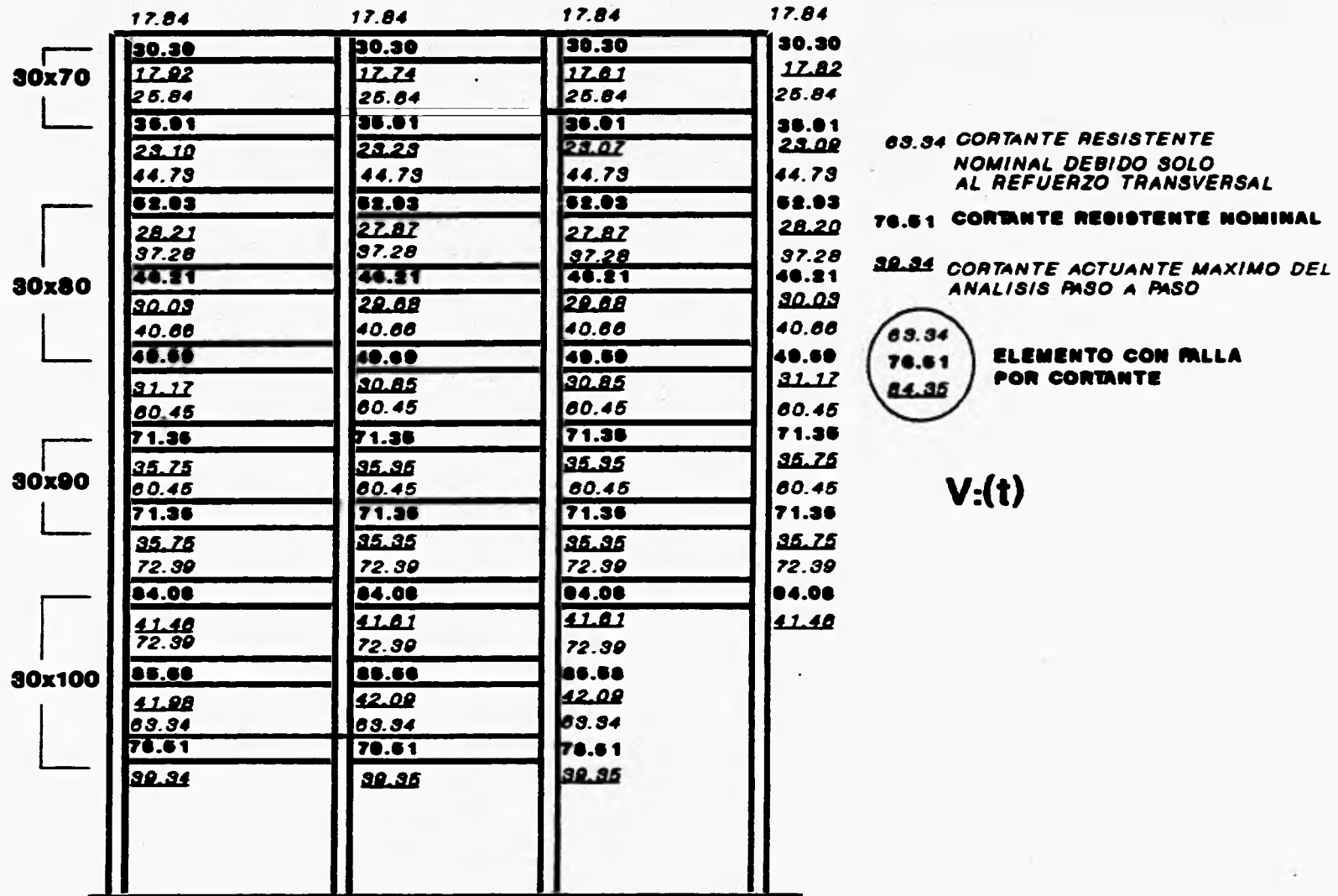


FIG 6.47 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 2, Q=4

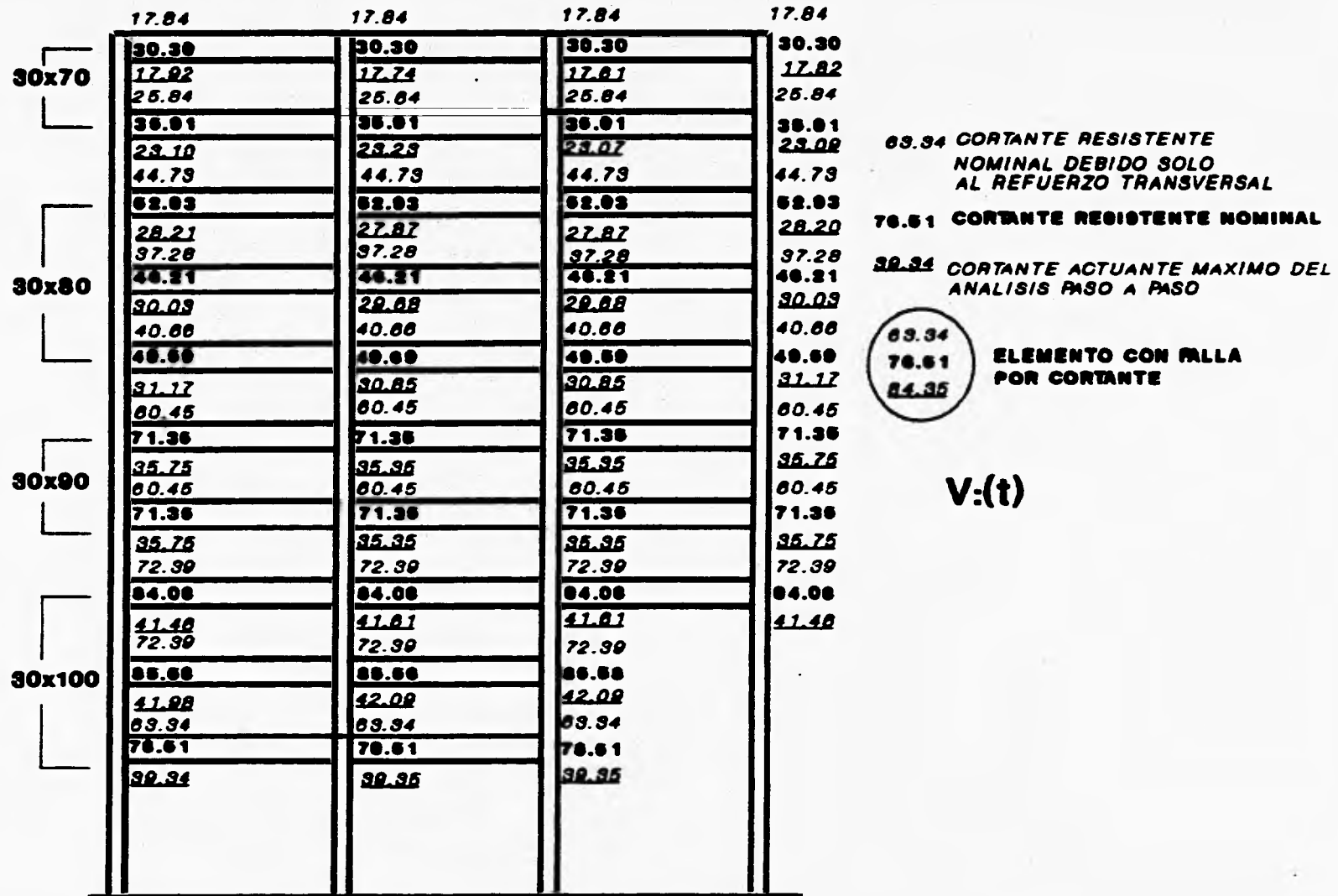


FIG 6.47 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 2, Q=4

ES4025(4R) DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

2 TIPO DE SECCION

CM					
85x85	J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R)
	J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R)
75x75	S	ES4025(4R) S	ES4025(4R) S	ES4025(4R) S	ES4025(4R)
	S	ES4025(4R) S	ES4020(4R) S	ES4020(4R) S	ES4025(4R)
	S	ES4020(4R) S	ES4020(4R) S	ES4020(4R) S	ES4020(4R)
85x85	E	ES4030(6R) E	ES4022(6R) E	ES4022(6R) E	ES4030(6R)
	E	ES4025(6R) E	ES4022(6R) E	ES4020(6R) E	ES4025(6R)
95x95	Z	ES4030(6R) Z	ES4020(6R) Z	ES4020(6R)	ES4030(6R)
	Z	ES4022(6R) Z	ES4015(6R) Z	ES4020(6R) Z	
	Z	ES4020(6R) Z	ES4020(6R) Z	ES4020(6R)	

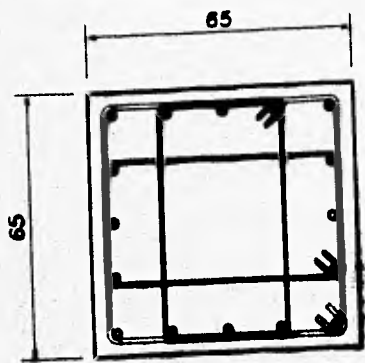
FIG 6.48 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 2, Q=4

ES4025(4R) DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

2 TIPO DE SECCION

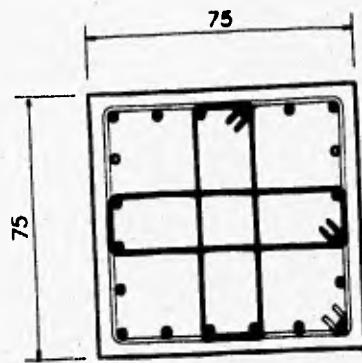
CM					
85x85	J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R)
	J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R) J	ES4025(4R)
75x75	S	ES4025(4R) S	ES4025(4R) S	ES4025(4R) S	ES4025(4R)
	S	ES4025(4R) S	ES4020(4R) S	ES4020(4R) S	ES4025(4R)
	S	ES4020(4R) S	ES4020(4R) S	ES4020(4R) S	ES4020(4R)
85x85	E	ES4030(6R) E	ES4022(6R) E	ES4022(6R) E	ES4030(6R)
	E	ES4025(6R) E	ES4022(6R) E	ES4020(6R) E	ES4025(6R)
95x95	Z	ES4030(6R) Z	ES4020(6R) Z	ES4020(6R)	ES4030(6R)
	Z	ES4022(6R) Z	ES4015(6R) Z	ES4020(6R) Z	
	Z	ES4020(6R) Z	ES4020(6R) Z	ES4020(6R)	

FIG 6.48 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 2, Q=4



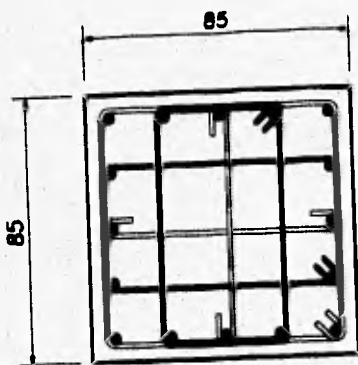
○ - 18 # 6

TIPO - 1



○ - 20 # 6

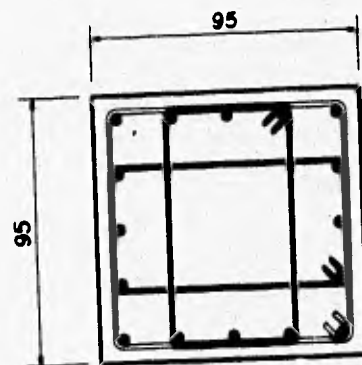
TIPO - 3



○ - 12 # 8

● - 4 # 6

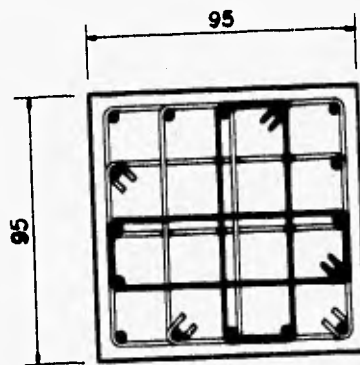
TIPO - 5



○ - 12 # 8

● - 4 # 10

TIPO - 7



○ - 8 # 10

● - 8 # 8

TIPO - 9

FIG 6.49 ARREGLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=4

89.76 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL 51.21 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
20.84 CORTANTE ACTUANTE DEL DEBIDO SOLO AL REFUERZO TRANSVERSAL
ANALISIS PASO A PASO

87.76 19.88	51.21	87.76 20.84	51.21	87.76 21.82	51.21	87.76 19.88	51.21	<div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; display: inline-block; text-align: center;"> 87.34 102.08 </div> ELEMENTOS CON FALLA POR CORTANTE
87.76 24.88	51.21	87.76 21.82	51.21	87.76 22.48	51.21	87.76 24.88	51.21	
74.81 21.72	50.74	74.81 46.04	50.74	74.81 46.67	50.74	74.81 22.18	50.74	
74.81 26.22	50.74	89.76 47.78	74.81 47.88	89.76 47.88	74.81 24.88	74.81 24.88	50.74	
89.76 27.08	74.81 89.76	89.76 60.18	74.81 89.76	89.76 60.68	74.81 28.87	89.76 28.87	74.81 28.87	
82.28 42.22	71.12	118.12 68.80	82.28 118.12	82.28 67.61	82.28 44.48	82.28 44.48	71.12	
87.34 48.78	76.20 118.12	87.34 68.17	87.34 118.12	87.34 70.48	87.34 44.87	87.34 44.87	76.20 44.87	
105.67 62.08	80.01 148.67	80.01 80.01	120.0 148.67	120.0 72.87	120.0	120.0	80.01	
134.88 66.82	109.10 180.68	109.10 102.08	100.02 148.67	100.02 62.48	120.00 105.67	105.67 24.22	80.01 24.22	
117.88 21.24	92.32 148.67	92.32 77.18	120.0 122.67	120.0 77.21	93.01	93.01	93.01	

FIG 6.50 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS
CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS
PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=4

89.76 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL 51.21 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
20.84 CORTANTE ACTUANTE DEL DEBIDO SOLO AL REFUERZO TRANSVERSAL
ANALISIS PASO A PASO

87.76 19.88	51.21	87.76 20.84	51.21	87.76 21.82	51.21	87.76 19.88	51.21	<div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; display: inline-block; text-align: center;"> 87.34 102.08 </div> ELEMENTOS CON FALLA POR CORTANTE
87.76 24.88	51.21	87.76 21.82	51.21	87.76 22.48	51.21	87.76 24.88	51.21	
74.81 21.72	50.74	74.81 46.04	50.74	74.81 46.67	50.74	74.81 22.18	50.74	
74.81 26.22	50.74	89.76 47.78	74.81 47.88	89.76 47.88	74.81 24.88	74.81 24.88	50.74	
89.76 27.08	74.81 89.76	89.76 60.18	74.81 89.76	89.76 60.68	74.81 28.87	89.76 28.87	74.81 28.87	
82.28 42.22	71.12	118.12 68.80	82.28 68.80	118.12 67.61	82.28 44.48	118.12 44.48	71.12	
87.34 48.78	76.20 118.12	118.12 68.17	87.34 68.17	118.12 70.48	87.34 44.87	118.12 44.87	76.20 44.87	
105.67 62.08	80.01 148.67	148.67 80.01	105.67 80.01	148.67 72.87	120.0	148.67 72.87	80.01	
134.88 66.82	109.10 180.68	180.68 102.08	134.88 102.08	180.68 62.48	120.00	180.68 62.48	105.67 24.22	
117.88 21.24	92.32 148.67	148.67 77.18	117.88 77.18	148.67 77.21	93.01	148.67 77.21	93.01	

FIG 6.50 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 2, Q=4

CM	16.15	16.15	16.15	16.15
30x70	24.10	24.10	24.10	24.10
	19.08	19.08	18.54	18.04
	22.80	22.80	22.80	22.80
	31.83	31.83	31.83	31.83
	25.08	25.23	25.23	24.87
30x80	34.40	34.40	34.40	34.40
	44.10	44.10	44.10	44.10
	38.28	38.87	38.50	35.88
	40.88	40.88	40.88	40.88
	48.81	48.81	48.81	48.81
	41.10	40.88	40.88	41.04
	44.73	44.73	44.73	44.73
	53.20	53.20	53.20	53.20
30x90	44.28	43.82	43.82	44.28
	58.87	58.87	58.87	58.87
	66.51	66.51	66.51	66.51
	55.18	54.53	54.83	55.18
	58.87	58.87	58.87	58.87
	66.51	66.51	66.51	66.51
	55.18	54.82	54.81	55.18
	67.58	67.58	67.58	67.58
30x100	80.01	80.01	80.01	80.01
	88.02	87.88	87.88	88.02
	77.95	77.95	77.95	77.95
	88.73	88.73	88.73	88.73
	73.08	72.34	74.04	74.04

V:(t)

77.95 CORTANTE RESISTENTE
NOMINAL DEBIDO SOLO AL
REFUERZO TRANSVERSAL

88.73 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL

74.04 CORTANTE ACTUANTE MAXIMO
DEL ANALISIS PASO A PASO

77.95
88.73
88.52

ELEMENTO CON FALLA
POR CORTANTE

FIG 6.51 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS
CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS
PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 3, Q=2

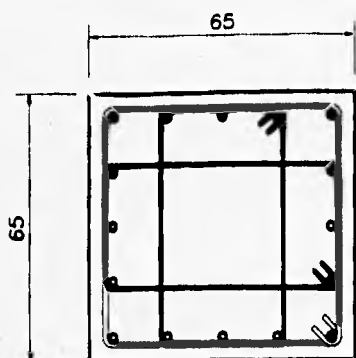
E#3020(4R) DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

± TIPO DE SECCION

CM

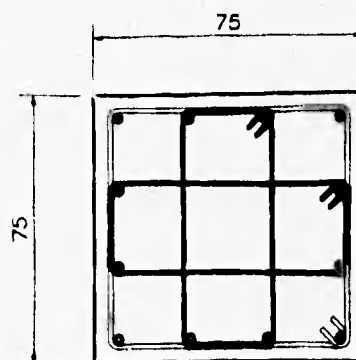
86x86	1	E#3020(4R) 1	E#3020(4R) 1	E#3020(4R) 1	E#3020(4R)
	1	E#3020(4R) 1	E#3020(4R) 1	E#3020(4R) 1	E#3020(4R)
76x76	E	E#3020(4R) ±	E#3018(4R) ±	E#3018(4R) E	E#3020(4R)
	E	E#3020(4R) ±	E#3013(4R) ±	E#3013(4R) E	E#3020(4R)
	E	E#3018(4R) ±	E#3011(4R) ±	E#3011(4R) E	E#3018(4R)
86x86	Z	E#4025(4R) Z	E#4018(4R) Z	E#4018(4R) Z	E#4025(4R)
	Z	E#4025(4R) Z	E#4018(4R) Z	E#4018(4R) Z	E#4025(4R)
96x96	1D	E#5045(6R) 1D	E#5027(4R) 1D	E#5027(4R) 1D	E#4045(6R)
	1D	E#5045(6R) 1D	E#5040(4R) 1D	E#5040(4R) 1D	E#5045(6R)

FIG 6.52 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 3, Q=2



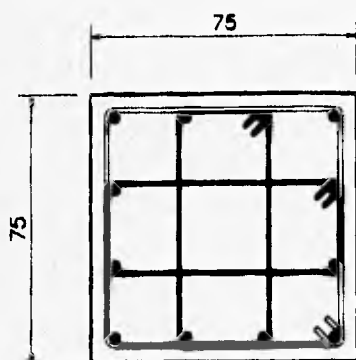
○ - 16 # 5

TIP O - 1



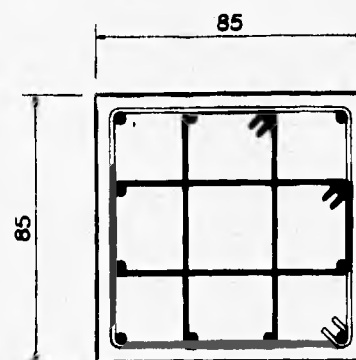
○ - 12 # 6

TIP O - 4



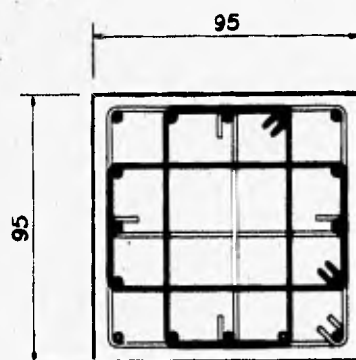
○ - 4 # 6
● - 8 # 5

TIP O - 5



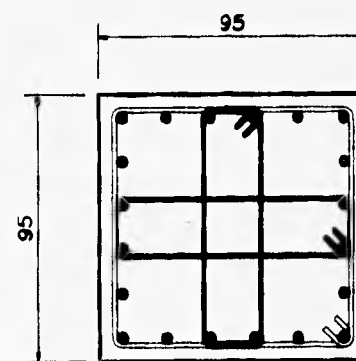
○ - 12 # 6

TIP O - 7



○ - 16 # 12

TIP O - 10



○ - 18 # 12
● - 4 # 10

TIP O - 12

FIG 6.53 ARREGLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=2

84.86 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
108.40 CORTANTE ACTUANTE DEL ANALISIS PASO A PASO

118.00
122.22

ELEMENTOS CON FALLA POR CORTANTE

51.44 21.22	51.44 22.77	51.44 21.22	51.44 20.22
51.44 20.55	51.44 22.12	51.44 22.21	51.44 21.12
54.70 21.22	55.55 22.22	55.55 22.22	54.70 21.20
54.70 20.20	77.74 70.44	77.74 70.12	54.70 20.12
55.23 22.00	59.42 21.22	59.42 20.27	55.23 22.00
84.86 20.22	118.10 108.40	118.10 108.24	84.86 22.01
84.86 22.22	111.10 102.72	111.10 107.22	84.86 20.11
86.27 24.22	145.07 122.22	145.07 127.04	86.27 22.22
118.00 27.01	108.03 107.22	108.03 107.22	82.03 22.12

FIG 6.54 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=2

84.86 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
108.40 CORTANTE ACTUANTE DEL ANALISIS PASO A PASO

118.00
122.22

ELEMENTOS CON FALLA POR CORTANTE

51.44 21.22	51.44 22.77	51.44 21.22	51.44 20.22
51.44 20.55	51.44 22.12	51.44 22.21	51.44 21.12
54.70 21.22	55.55 22.22	55.55 22.22	54.70 21.20
54.70 20.20	77.74 70.44	77.74 70.12	54.70 20.12
55.23 22.00	59.42 21.22	59.42 20.27	55.23 22.00
84.86 20.22	118.10 108.40	118.10 108.24	84.86 22.01
84.86 22.22	111.10 102.72	111.10 107.22	84.86 20.11
86.27 24.22	145.07 122.22	145.07 127.04	86.27 22.22
118.00 27.01	108.03 107.22	108.03 107.22	82.03 22.12

FIG 6.54 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=2

CM	32.30	32.30	32.30	32.30
30x70	39.47	39.47	39.47	39.47
	17.57	17.91	17.80	17.41
	25.84	25.84	25.84	25.84
	33.01	33.01	33.01	33.01
	23.00	23.26	23.58	22.82
30x80	44.73	44.73	44.73	44.73
	60.62	60.62	60.62	60.62
	28.40	28.40	28.40	28.40
	37.27	37.27	37.27	37.27
	43.06	43.06	43.06	43.06
	29.88	29.73	29.73	29.88
	40.66	40.66	40.66	40.66
30x90	48.46	48.46	48.46	48.46
	31.11	30.87	30.87	31.11
	60.45	60.45	60.45	60.45
	67.01	67.01	67.01	67.01
	35.48	34.87	35.18	35.48
	60.45	60.45	60.45	60.45
	67.01	67.01	67.01	67.01
30x100	35.47	35.20	35.20	35.47
	72.39	72.39	72.39	72.39
	79.73	79.73	79.73	79.73
	41.74	41.20	41.20	41.74
	72.39	72.39	72.39	72.39
	79.73	79.73	79.73	79.73
	43.70	42.95	42.95	43.70

$V:(t)$

72.39 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL DEBIDO SOLO AL REFUERZO TRANSVERSAL

79.73 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL

42.95 CORTANTE ACTUANTE MAXIMO DEL ANALISIS PASO A PASO

72.39
79.73
43.70

ELEMENTO CON FALLA POR CORTANTE

FIG 6.55 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 3, Q=4

CM	32.30	32.30	32.30	32.30
30x70	39.47	39.47	39.47	39.47
	17.57	17.91	17.80	17.41
	25.84	25.84	25.84	25.84
	33.01	33.01	33.01	33.01
	23.00	23.26	23.58	22.82
30x80	44.73	44.73	44.73	44.73
	60.62	60.62	60.62	60.62
	28.40	28.40	28.40	28.40
	37.27	37.27	37.27	37.27
	43.06	43.06	43.06	43.06
	29.88	29.73	29.73	29.88
	40.66	40.66	40.66	40.66
30x90	48.46	48.46	48.46	48.46
	31.11	30.87	30.87	31.11
	60.45	60.45	60.45	60.45
	67.01	67.01	67.01	67.01
	35.48	34.87	35.18	35.48
	60.45	60.45	60.45	60.45
	67.01	67.01	67.01	67.01
30x100	35.47	35.20	35.20	35.47
	72.39	72.39	72.39	72.39
	79.73	79.73	79.73	79.73
	41.74	41.20	41.20	41.74
	72.39	72.39	72.39	72.39
	79.73	79.73	79.73	79.73
	43.70	42.95	42.95	43.70

$V:(t)$

72.39 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL DEBIDO SOLO AL REFUERZO TRANSVERSAL

79.73 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL

42.95 CORTANTE ACTUANTE MAXIMO DEL ANALISIS PASO A PASO

72.39
79.73
43.70

ELEMENTO CON FALLA POR CORTANTE

FIG 6.55 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO EN VIGAS, MODELO 3, Q=4

EF4020(4R) DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

4 TIPO DE SECCION

CM		4 TIPO DE SECCION			
65x65	1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R)
	1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R)
75x75	2	EF4025(4R) 2	EF4025(4R) 2	EF4025(4R) 2	EF4025(4R)
	2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R)
	2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R)
85x85	4	EF4020(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4020(5R)
	4	EF4020(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4020(5R)
95x95	Z	EF4030(5R) Z	EF5025(4R) Z	EF5025(4R) Z	EF4030(5R)
	Z	EF4030(5R) Z	EF5035(4R) Z	EF5035(4R) Z	EF4030(5R)

FIG 6.56 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 3, Q=4

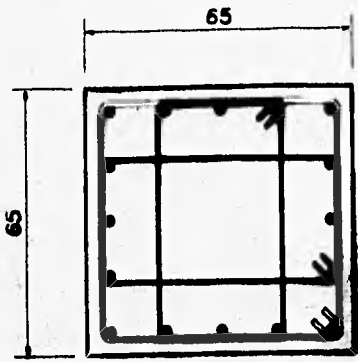
EF4020(4R) DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

4 TIPO DE SECCION

CM

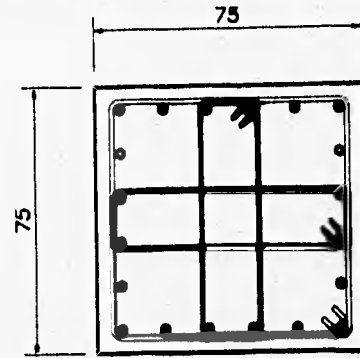
65x65	1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R)
	1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R) 1	EF4025(4R)
75x75	2	EF4025(4R) 2	EF4025(4R) 2	EF4025(4R) 2	EF4025(4R)
	2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R)
	2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R) 2	EF4020(4R)
85x85	4	EF4020(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4020(5R)
	4	EF4020(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4024(5R) 4	EF4020(5R)
95x95	Z	EF4030(5R) Z	EF5025(4R) Z	EF5025(4R) Z	EF4030(5R)
	Z	EF4030(5R) Z	EF5035(4R) Z	EF5035(4R) Z	EF4030(5R)

FIG 6.56 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZONAS CENTRALES DE COLUMNAS, MODELO 3, Q=4



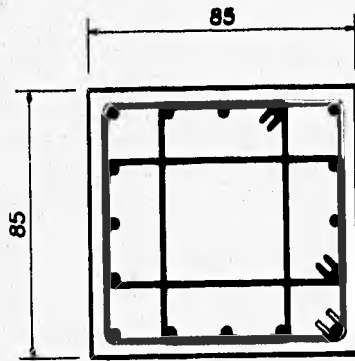
○ - 4 # 8
● - 4 # 8

TIPO - 1



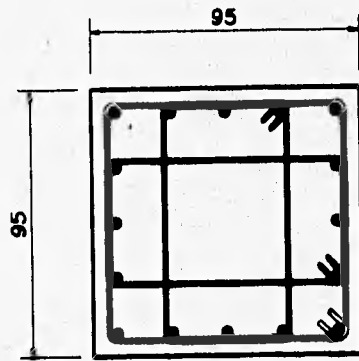
○ - 4 # 8
● - 4 # 8

TIPO - 3



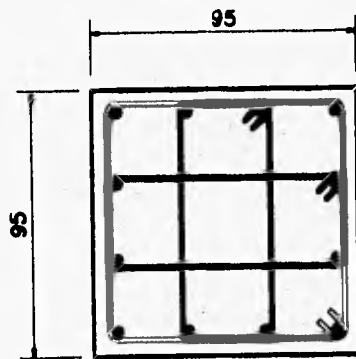
○ - 4 # 8
● - 4 # 8

TIPO - 4



○ - 4 # 8
● - 4 # 10

TIPO - 7



○ - 4 # 10
● - 4 # 12

TIPO - 8

FIG 6.57 ARREGLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=4

**88.18 CORTANTE ACTUANTE DEL
ANALISIS PASO A PASO**

**88.90 CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
DEBIDO SOLO AL REFUERZO TRANSVERSAL**

87.78 19.18	51.21	87.78 22.21	51.21	87.78 21.01	51.21	87.78 19.25	51.21	110.04	CORTANTE RESISTENTE NOMINAL
87.78 24.22	51.21	87.78 22.27	51.21	87.78 22.22	51.21	87.78 22.22	51.21	51.21	
74.81 21.72	59.74	74.81 45.22	59.74	74.81 45.21	59.74	74.81 21.22	59.74	59.74	
88.75 25.22	74.78	88.75 47.75	74.78	88.75 47.22	74.78	88.75 25.22	74.78	74.78	
88.75 27.22	74.78	88.75 50.22	74.78	88.75 50.22	74.78	88.75 28.22	74.78	74.78	ELEMENTO CON FALLA POR CORTANTE
87.34 41.22	78.20	110.04 52.12	88.90	110.04 52.22	88.90	87.34 41.22	78.20	78.20	V:(t)
87.34 47.22	78.20	110.04 52.22	88.90	110.04 52.22	88.90	87.34 42.22	78.20	78.20	
105.57 42.77	80.01	147.59 75.22	119.75	147.59 75.22	119.75	105.57 44.22	80.01	80.01	
105.57 52.12	81.01	113.38 57.22	85.54	113.38 57.27	85.54	105.57 51.12	81.01	81.01	

**FIG 6.58 CORTANTES RESISTENTES NOMINALES VERSUS
CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS DEL ANALISIS
PASO A PASO EN COLUMNAS, MODELO 3, Q=4**