

G) Si no se ha alcanzado todavía el estado de falla o si por lo contrario ya se ha sobrepasado, entonces se aumenta o se disminuye, según sea el caso, el coeficiente de resistencia K y se realiza un nuevo análisis.

H) Este procedimiento se repite hasta obtener el coeficiente de resistencia K asociado a la falla observada del edificio.

Análisis Dinámico

A) La acción del sismo se simula por medio de un espectro de diseño con la misma forma que propone el RDF87 (ref. 5) para la zona de lago, considerando que la aceleración máxima del espectro es igual al coeficiente sísmico reducido por el factor de ductilidad (C/Q).

El objetivo del análisis es determinar el valor de la aceleración máxima del espectro correspondiente a la falla, denominado coeficiente de resistencia "K". Este coeficiente K es supuesto en la primera etapa del análisis tomando como base el valor obtenido en el análisis estático.

B) Se efectúa el análisis modal espectral del edificio.

C) Con los resultados obtenidos en el inciso anterior se sigue el mismo proceso de revisión descrito para el análisis estático en los incisos e, f, g y h.

D) Al igual que en el análisis estático, este procedimiento se sigue hasta obtener el coeficiente de resistencia K que provoca la falla.

CARACTERISTICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

De los 15 edificios analizados 13 fueron considerados con daño estructural grave, 1 con daño estructural ligero y 1 sin daño estructural. Las características estructurales y los daños de los 15 edificios se describen a continuación.

El edificio IC51 consta de una planta baja rectangular de 64.8m por 14.4m (fig. 1) y con una altura de 37.2m (fig. 2). El inmueble consta de planta baja y 11 niveles tipo con un nivel adicional para alojar maquinaria y equipo de elevadores. La cimentación consiste de un sótano y un cajón estructurado con contratraveses y un muro perimetral de concreto. La estructura está constituida por columnas y un sistema de piso formado por vigas y losa maciza, con muros de mampostería en las zonas de servicio y en los ejes 1 y 13. Como consecuencia de los sismos de 1985 el edificio sufrió el colapso de los 8 niveles superiores y además se presentó pérdida de material en las columnas del eje A en los primeros 3 niveles.

El edificio INb3 es una estructura de 5 niveles y un sótano con planta de 36.26m por 15.0m (fig. 3) y una altura de 21.45m (fig. 4). El inmueble consta de planta baja y 4 niveles tipo. La cimentación consiste en un cajón de sótano estructurado con contratraveses y muro perimetral de concreto. La estructura está constituida por columnas y un sistema de piso formado por

vigas y losa con muros de mampostería en los ejes 11 y C y muro de concreto en el eje 8 entre A y B. Los daños estructurales consistieron en la pérdida de material en el muro de concreto en el primero y segundo nivel y en algunas columnas del segundo nivel, asimismo se presentaron grietas mayores de 1mm en la mayoría de las columnas de la planta baja.

El edificio B035 es una estructura de 4 niveles tipo y un sótano. Consta de planta baja de 41.85m por 49.0m (fig. 5). La elevación del inmueble es de 10m (fig. 6). La estructura está integrada por columnas y un sistema de piso formado por vigas y losa maciza con muros de mampostería en los ejes 1 y A. Los daños se concentraron en las columnas del segundo nivel, teniendo varillas visibles en las columnas cercanas al cubo de escaleras.

El edificio VE80 es una estructura con 7 niveles tipo y un sótano, con una planta de 38.6m por 18.2m (fig. 7). La elevación del inmueble es de 21.0m (fig. 8). La estructura del inmueble está constituida por columnas y muros de mampostería en la zona de servicio, con un sistema de piso formado por losa reticular y una cimentación consistente en un cajón de sótano con contratraveses y muro perimetral de concreto. Los daños estructurales se concentraron en las columnas del eje 2 y 7 en el tercer nivel en donde hubo grietas mayores de 1mm y pérdida de material. Además, hubo grietas mayores de 1mm en algunas nervaduras adyacentes al cubo de elevadores.

El edificio SAB8 es una estructura con 13 niveles tipo y un sótano (fig. 9), con una elevación de 46.8m (fig. 10 y 11). La cimentación consiste en un cajón apoyado sobre pilotes de punta. La estructura del inmueble está formada por marcos de concreto con un sistema de piso de losa reticular apoyada sobre trabes acarteladas y muros de concreto en los ejes 5 y 6. Los daños estructurales se presentaron en todas las columnas perimetrales, en donde hubo fallas por tensión diagonal debido a la existencia de pretirres que reducan la longitud efectiva de las columnas. Los daños en los muros de concreto se registraron en el nivel 4 siendo estos pérdida de material y grietas mayores de 1mm.

El edificio LI88 es una estructura de 9 niveles tipo y un sótano, con una planta de 21.9m por 11.25m (fig. 12) y una elevación de 28.8m (fig. 13 y 14). La estructura del inmueble está constituida por marcos con un sistema de piso formado por trabes y losa maciza. La cimentación consiste en un cajón de sótano con contratraveses y muro perimetral de concreto apoyado sobre pilotes de punta. Los daños estructurales más severos se presentaron en las columnas C5 y D5 (fig. 12) del cuarto y quinto nivel, donde hubo pérdida de material y pandeo de varillas.

El edificio M085 es una estructura con 9 niveles tipo y un cajón de sótano con planta de 7.1m por 37.7m (fig. 15) y una elevación de 24.75m (fig. 16 y 17). La estructura del inmueble está constituida por marcos rígidos con muros de mampostería en los ejes A y K del segundo al noveno nivel dejando la planta baja flexible. El sistema de piso está formado por trabes y losa maciza en algunos tableros y por losa reticular en otros (fig. 15), la cimentación consiste en un cajón con contratraveses y muro perimetral apoyado sobre pilotes de control. Los daños estructurales se presentaron en las columnas del eje 2 en planta baja en donde hubo pérdida de material y pandeo de varillas.

REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA IMPUESTOS POR EL SISMO
DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN EDIFICIOS DE CONCRETO

Rodolfo Ortega G. José Juan Guerrero C.
División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería
UNAM

RESUMEN

En este trabajo se muestran los resultados obtenidos del análisis de 15 edificios de concreto reforzado que se encuentran ubicados en diferentes puntos de la Ciudad de México y que resultaron con diferentes niveles de daño producido por los sismos del 19 de septiembre de 1985. Con la información obtenida se recurrió al análisis iterativo de cada estructura con el fin de determinar el coeficiente sísmico reducido por ductilidad K correspondiente a la falla de entrepiso que reproducía los daños observados. El análisis se realizó utilizando los métodos estático y dinámico mediante el programa SUPER-ETABS (ref. 1). Al asociar el coeficiente de resistencia K de los edificios con daño grave a la intensidad sísmica, los resultados nos permiten identificar las diferentes intensidades de los sismos de 1985 en varios puntos de la zona del lago de la Ciudad de México.

INTRODUCCION

Uno de los aspectos más importantes de los efectos de los sismos de 1985 en la Ciudad de México fue la enorme diferencia entre las intensidades registradas en sitios con similares características en el subsuelo dentro de la zona de lago. La severidad de los daños en el área de SCT fue menor que la registrada en las zonas comprendidas entre las colonias Roma, Juárez y Condesa, al igual que en la zona comprendida entre el Cerro de la Estrella y Ciudad Universitaria (ref. 2). Estas diferencias entre las intensidades de los movimientos del terreno tienen implicaciones importantes en la elección de los parámetros de diseño por sismo de estructuras.

Debido a la poca información que se obtuvo de los acelerómetros para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, se consideró conveniente analizar estructuras de concreto que resultaron dañadas por el sismo para determinar su capacidad sísmica y con ellas respaldar los resultados obtenidos de la evaluación simplificada de edificios que originaron la nueva zonificación sísmica de la ciudad (ref. 2). Asimismo se procedió a un análisis dinámico de estas estructuras para poder establecer una comparación con los resultados obtenidos del análisis estático, lo cual facilitaría extender los resultados de la zonificación sísmica al análisis espectral modal, así como elaborar espectros de respuesta en los cuales se tenga en cuenta el amortiguamiento, la degradación y la ductilidad desarrollada por las estructuras durante el sismo.

El edificio JA88 es una estructura de 5 niveles tipo y dos sótanos con una planta de 17.7m por 15.93m (fig. 18) y una elevación de 15.5m (fig. 19). La estructura del inmueble está formada por marcos de concreto y losa maciza, con una cimentación en cajón con contratraveses y muro perimetral. Los daños estructurales se presentaron en las columnas de los ejes A y 8 en los niveles 1 y 2, siendo éstos la pérdida de material y grietas mayores de 1mm respectivamente.

El edificio AI54 es una estructura de 8 niveles tipo y un sótano, con una planta de 30.0m por 39.4m (fig. 20) y una elevación de 28m (fig. 21). Está estructurado con columnas y sistema de piso de losa reticular, con muros de mampostería en los ejes A y F. La cimentación está formada por un cajón con contratraveses apoyado sobre pilotes colocados en los ejes de la colindancia. Los daños en este edificio fueron calificados como estructurales ligeros.

El edificio PA25 es una estructura de 6 niveles con una cimentación tipo cajón y una planta que se muestra en la fig. 22, con una elevación de 16.2m (fig. 23). Está estructurado con losa reticular y columnas con muro de concreto en los ejes 4, 4' y 3' y con muro de mampostería en los ejes A y C, la cimentación consiste en una retícula de contratraveses soportada sobre pilotes de punta. Este edificio no sufrió daños durante el sismo.

El edificio T030 es una estructura de 9 niveles y un sótano. Consta de una planta de 10.62m por 25.0m (fig. 24) y una elevación de 25.5m (fig. 25). El inmueble consta de planta baja y 8 niveles tipo, la cimentación consiste en un sótano estructurado con contratraveses y la estructura está constituida por columnas y un sistema de piso formado por trabes y losa maciza con muros de mampostería en los ejes A y D al igual que en el cubo de elevadores. Los daños estructurales consistieron en pérdida de material y varillas visibles en las columnas de los ejes A1, B1, B3, B4 y algunas grietas mayores de 1mm en los muros de mampostería.

El edificio CM31 es una estructura de 5 niveles y un cajón de cimentación, consta de planta baja y 4 niveles tipo de 8.6m por 7.6m (fig. 26) y una elevación de 13.6m (fig. 27). La estructura del inmueble presenta una planta baja con altura de entrepiso mayor que el resto de los niveles y está formada por columnas y sistema de piso de losa reticular con muros de mampostería en los ejes de colindancia. La cimentación consiste en un cajón estructurado con contratraveses y muro perimetral de concreto. Los daños estructurales se presentaron en las columnas de planta baja en la totalidad de los ejes, siendo estos la pérdida de material y varillas visibles. Asimismo, los muros de mampostería de los ejes perimetrales y divisorios presentaron grietas mayores de 1mm en forma generalizada.

El edificio FS27 es una estructura de 11 niveles tipo con dos niveles adicionales que alojan los cuartos de máquinas de los elevadores. Consta de una planta de 26.85m por 35.7m (fig. 28) y una elevación de 26.4m (fig. 29). La estructura está formada por columnas con un sistema de piso de losa reticular con muros de mampostería en los ejes de colindancia. La cimentación está formada por un sótano y un cajón estructurado con contratraveses y muro perimetral apoyado sobre pilotes de fricción. Los daños se presentaron en forma generalizada en las columnas de los niveles 1 al 6 siendo estos daños desde pérdida de material hasta varillas pandeadas en los extremos de las columnas, así como un gran número de grietas en los capiteles de las columnas.

El edificio de F535 es una estructura con planta baja y 10 niveles tipo (fig.30), con una elevación de 30.8m (fig.31). La estructura está formada por columnas y un sistema de piso de losa reticular con muros de mampostería en los cubos de escaleras y elevadores. La cimentación consiste en un sótano y un cajón estructurado con contratraveses y con muro perimetral de concreto apoyado sobre pilotes de fricción. Los daños se presentaron en las columnas del eje A, eje 3 y en las de la colindancia del cubo de escaleras, principalmente en los niveles 1 y 2. Los daños consistieron en varillas visibles en las vigas cercanas al cubo de escaleras en los niveles 2 al 6 teniéndose fisuras en forma generalizada en la misma zona.

El edificio ZE25 es una estructura de 12 niveles con una planta de 11.7m por 21m (fig. 32), y una elevación de 35.0m (fig. 33). La estructura del inmueble consta de planta baja y 11 niveles tipo estructurado a base de columnas y muros de concreto en los cubos de escaleras y elevadores y en los ejes de colindancia con un sistema de piso de losa reticular. La cimentación consiste en un cajón estructurado con contratraveses y muro perimetral de concreto apoyada sobre pilotes de fricción. Los daños se presentaron en las nervaduras de los niveles 4 al 8, paralelas a los ejes de colindancia al paño de los capiteles, semejando líneas de fluencia que atraviesan las nervaduras perpendiculares a dichos ejes. Además los capiteles B2 y C2 presentaron grietas menores de 1mm debidas a penetración en los niveles 1 al 8

RESULTADOS

Análisis Estático

Los resultados obtenidos del análisis estático se presentan en la tabla 1, en donde es posible observar el tipo de estructuración de cada inmueble, el nivel de daño, el coeficiente de resistencia correspondiente a la evaluación detallada KMDE y el coeficiente de resistencia obtenido con el método simplificado KMES (ref. 2). En esta misma tabla se indican los cocientes KMES/KMDE, observándose que varían entre $\pm 16\%$. Asimismo, se muestra la coincidencia entre los niveles críticos de las estructuras obtenidos con los dos tipos de análisis.

Siguiendo el criterio de la ref. 2, en donde se propone utilizar como medida cuantitativa de la intensidad de los sismos a la capacidad resistente de los edificios gravemente dañados por el sismo, se procedió a ubicar los 13 valores de intensidades KMDE de los edificios con daño grave en el mapa de intensidades de la Ciudad de México (mapa 1). Los valores para cada zona se definieron como sigue:

Zona	Intensidad
I	$K \leq 0.05$
II	$0.05 < K \leq 0.06$
III	$0.06 < K \leq 0.08$
IV	$0.08 < K \leq 0.09$
V	$0.09 < K \leq 0.11$
VI	$0.11 < K$

En el mismo mapa se han indicado también las aceleraciones máximas registradas el 19 de septiembre de 1985.

Tabla 1

Resultados obtenidos con el método estático y con el método simplificado (ref 2).

Clave	Estructura	Daño	KMDE	Piso	KMES	Piso	KMES	Zona
	ración			crit		crit	KMDE	
IC51	marcos	grave	0.064	6	0.067	6	1.05	III
INb3	marcos	grave	0.080	1	0.077	2	0.96	III
B035	marcos	grave	0.075	2	0.068	2	0.91	III
VE80	l. ret.	grave	0.105	3	0.102	3	0.97	V
SAB8	marcos	grave	0.090	4	0.085	4	0.94	IV
LI88	marcos	grave	0.090	5	0.102	5	1.13	V
MO85	marcos	grave	0.140	1	0.145	1	1.06	VI-S
JA88	marcos	grave	0.125	2	0.138	3	1.10	VI-N
AI54	l. ret.	ligero	0.100	5	0.109	5	1.09	III
PA25	l. ret.	ninguno	0.140	4	0.150	3	1.07	tran.
TO30	marcos	grave	0.115	3	0.120	4	1.04	VI-N
CM31	l. ret.	grave	0.145	1	0.154	1	1.06	VI-S
FS27	l. ret.	grave	0.060	6	0.065	6	1.08	III
FS35	l. ret.	grave	0.060	6	0.070	6	1.16	III
ZE25	l. ret.	grave	0.110	6	0.100	6	0.91	V

Se puede observar que los valores obtenidos para cada edificio coinciden con los asignados a cada una de las zonas.

Análisis Dinámico

Los resultados obtenidos del análisis dinámico se presentan en la tabla 2, en donde se puede observar que para todos los casos el coeficiente de resistencia KMDD correspondiente a la evaluación detallada con este método resulta mayor que el derivado del análisis estático KMDE. Los cocientes KMDE/KMDD incluidos en la misma tabla permiten apreciar que la capacidad sísmica obtenida con el método de análisis estático es del 60 al 86% de la que se deriva del análisis dinámico.

Debido a que los 13 edificios que presentaron daño grave no se encuentran localizados dentro de una misma zona de las que se mencionaron al principio, se procedió a normalizar los valores obtenidos del análisis dinámico de cada edificio para la zona VI-Sur, que es la de mayor intensidad, al igual que para la zona V dentro de la cual se ubica el acelerómetro de SCT. Para esto se utilizó el valor promedio de los coeficientes de resistencia que definen cada zona, tomando 0.14 como valor promedio de K en la zona VI-sur. Los valores normalizados se presentan también en la tabla 2.

Tabla 2
Resultados obtenidos con el método dinámico y con el estático
de los 13 edificios con daño grave

Clave	periodo fund.	KMDD	Piso crit	KMDE	KN Zona VI	KN Zona V
IC51	2.17	0.093	6	0.68	0.186	0.133
INb3	1.99	0.133	1	0.60	0.266	0.190
BQ35	1.24	0.104	2	0.72	0.208	0.149
VE80	2.09	0.140	3	0.75	0.196	0.140
SAB8	1.36	0.130	4	0.69	0.215	0.153
LI88	1.49	0.105	5	0.86	0.147	0.105
MD85	1.73	0.200	1	0.70	0.200	0.143
JA88	0.94	0.150	2	0.83	0.160	0.115
TO30	1.81	0.140	4	0.82	0.163	0.100
CM31	0.99	0.200	2	0.73	0.200	0.143
FS27	2.44	0.083	6	0.72	0.166	0.118
FS35	2.10	0.085	6	0.72	0.170	0.121
ZE25	1.52	0.160	6	0.69	0.224	0.160

Se puede observar que los resultados obtenidos con los modelos de análisis estático y dinámico coinciden en los niveles críticos, al igual que reproducen en forma adecuada la falla que presentaron las estructuras en la realidad.

En la fig. 34 se muestran los coeficientes de resistencia normalizados asociándolos al periodo fundamental de cada estructura, en lo que podría interpretarse como espectros de respuesta obtenidos a partir de los edificios dañados y que corresponde al amortiguamiento, a la reducción por ductilidad y a la degradación en rigidez y resistencia que estos inmuebles desarrollaron durante el sismo. En la misma gráfica se han colocado los espectros de respuesta inelástica calculados por Avila y Meli (ref. 6) a partir del acelerograma E-0 de SCT para una ductilidad de 4, un amortiguamiento de 5% del crítico y una degradación de resistencia de 0%, 5% y 10%.

Al comparar las gráficas obtenidas en este trabajo con los espectros inelásticos de la ref. 6 para el intervalo de periodos considerado en este estudio, se observa una semejanza general con los valores y las configuraciones de los espectros con degradación de 5% y de 10%.

Como los espectros de respuesta son obtenidos a partir de sistemas de un grado de libertad se procedió a verificar la importancia del modo fundamental de vibración en la respuesta sísmica de los casos estudiados. Para esto, se analizaron las estructuras considerando sólo el primer modo, o los dos primeros modos cuando los periodos de vibración no diferían en más del 10%. Los resultados obtenidos no mostraron variaciones mayores al 5% en los elementos mecánicos obtenidos cuando se analizaba la estructura con un número mayor de modos de vibración.

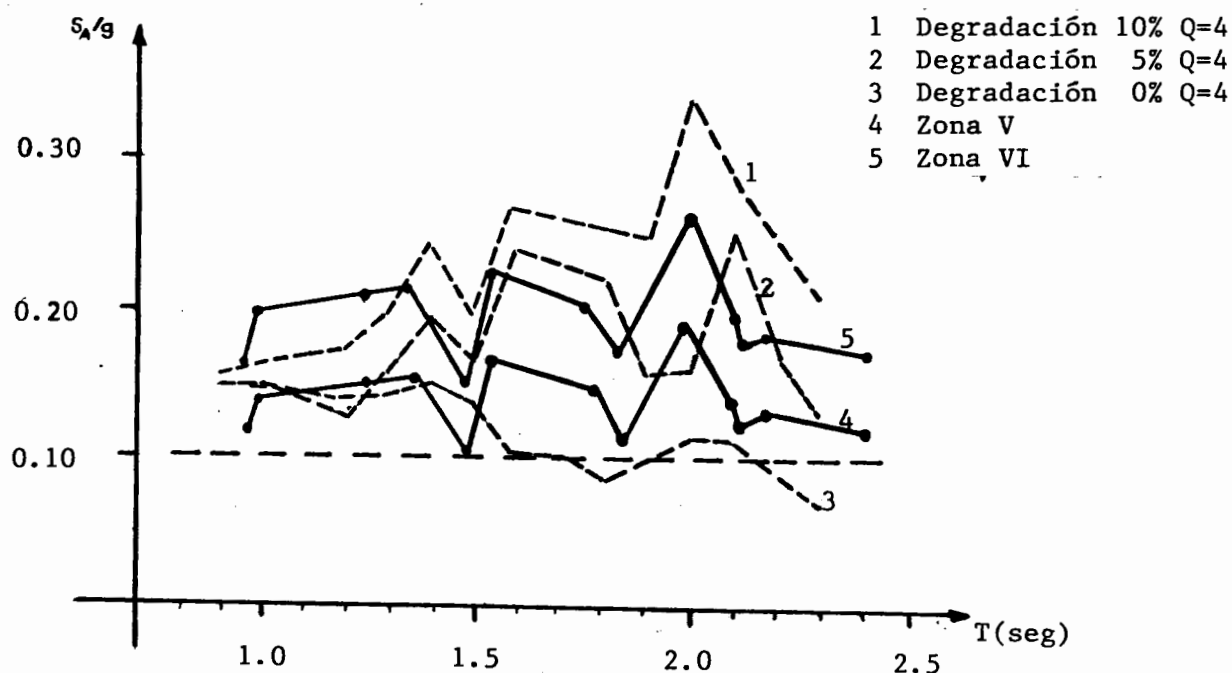


Fig. 34 Espectros de respuesta.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos del estudio detallado de los 15 edificios que aquí se presentan, respaldan en gran medida al método simplificado de evaluación cuando este es aplicado a edificios de concreto en los que se pueda esperar un mecanismo de falla de entrepiso localizado en muros y columnas. Al asociar los valores de la capacidad sísmica obtenida de los edificios dañados en este trabajo con las intensidades sísmicas, se confirma la existencia dentro de la zona de lago de regiones bien definidas de alta intensidad (ref. 2), lo que hace pensar en la necesidad de usar coeficientes sísmicos mayores dentro de estas sub-zonas. De acuerdo con la ref. 2, en las zonas de alta intensidad debería utilizarse con el análisis estático un coeficiente sísmico $c=0.60$ (Fig. 35).

Con el análisis dinámico se obtuvieron fuerzas cortantes críticas del 60% al 86% de las que arrojó el análisis estático, con un valor promedio de 0.73. Esta diferencia entre los dos métodos de análisis sugiere que con el análisis dinámico es necesario usar ordenadas espectrales mayores que con el estático si se quiere obtener el mismo nivel de seguridad. Si se recurre a la diferencia promedio, el valor de $c=0.60$ recomendado para el análisis estático en las zonas de alta intensidad se transforma en $c=0.80$ para el análisis dinámico (Fig. 35). Esta recomendación está sustentada por los espectros de respuesta derivados del análisis de los edificios afectados (Fig. 34), que permiten complementarla definiendo la zona plana del espectro de diseño propuesto entre los periodos de 1.00 y 2.4 seg.

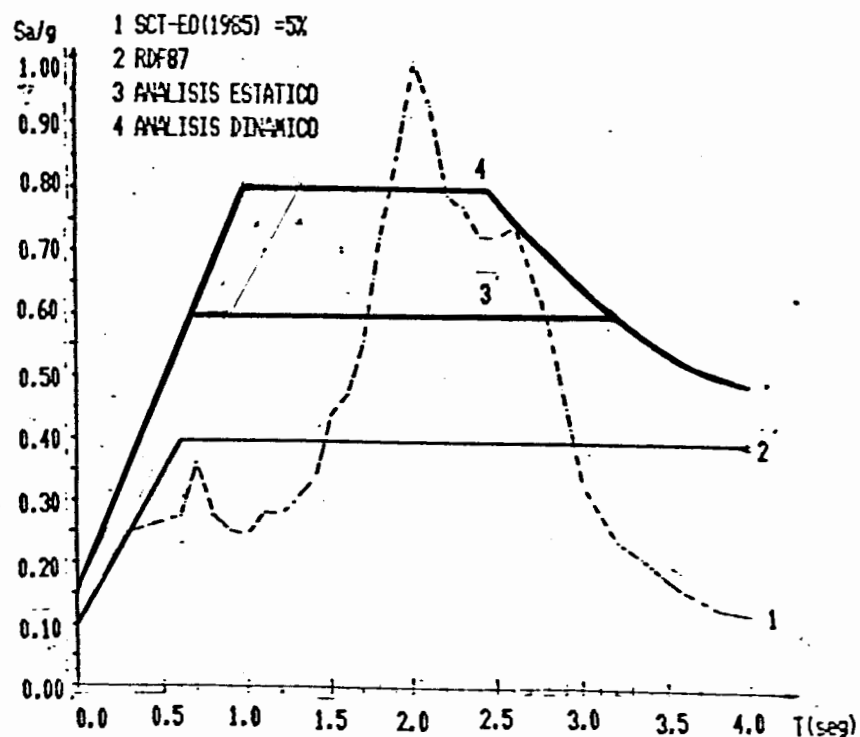


Fig. 35 Espectros de diseño.

Actualmente se continúa trabajando en el análisis de más estructuras para definir los espectros de la gráfica 2 con más puntos, concentrándose en las zonas de alta intensidad para evitar normalizar los resultados.

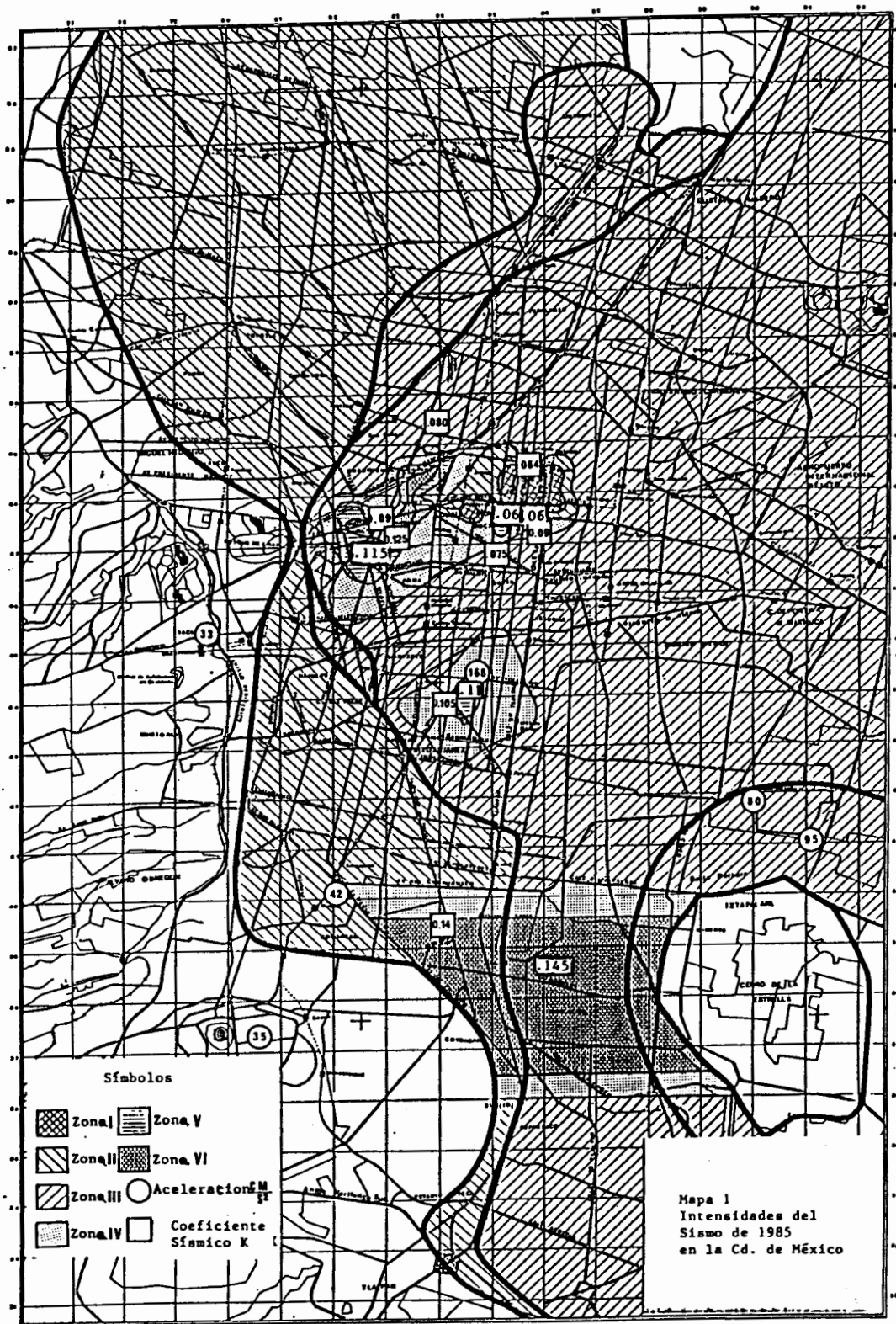
RECONOCIMIENTOS

En la obtención de la información de los edificios estudiados se agradece la colaboración de: J. L. Camba, G. Nieto, H. Pánuco, J. Sutton, BAI S.A. Colinas de Buen S.A., PESA S.A., DIRAC S.A., CANDE S.A. y de Carlos E. Castañeda, Coordinador de Control de Edificaciones de la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal. De igual manera se agradece la colaboración de Alonso Gómez y Edmundo González y las facilidades que se prestaron en el Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco para la realización de este proyecto. Se agradecen los comentarios de Jesús Iglesias sobre este trabajo.

Referencias

1. Maison, B. and Neuss, C. "SUPER-ETABS, a report to the National Science Foundation". J. G. Bowkamp INC., January 1983.
2. Iglesias, J. et al. "Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la Ciudad de México". Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, Departamento de Materiales, junio de 1987.

3. "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería, UNAM. julio de 1977.
4. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, UNAM. julio de 1977.
5. "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal" Diario Oficial, tomo CDVI, No. 3, México D.F. , 3 de julio de 1987.
6. Avila J. y Meli R. "Respuesta inelástica ante el acelerograma de SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz Ver., abril-mayo 1986



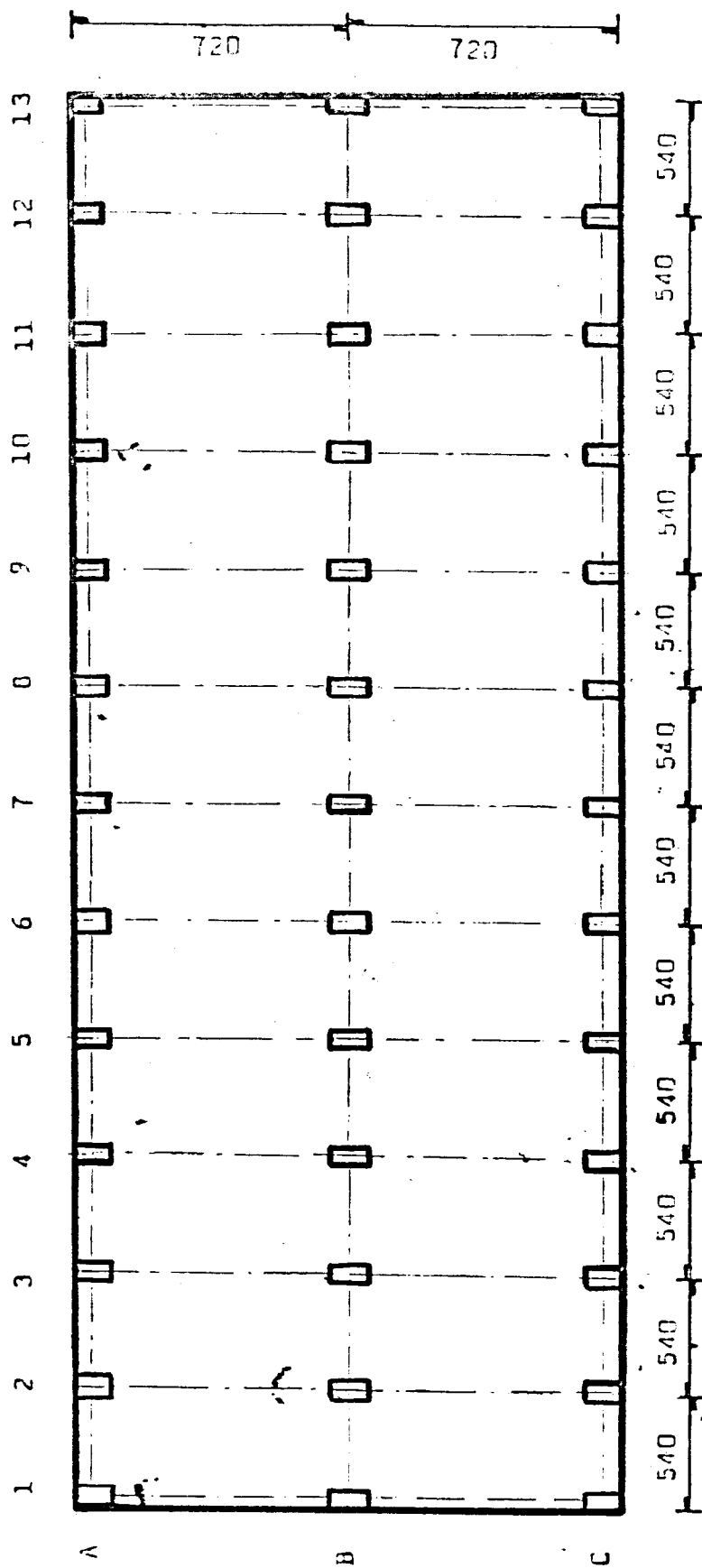


Fig. 1 Planta tipo

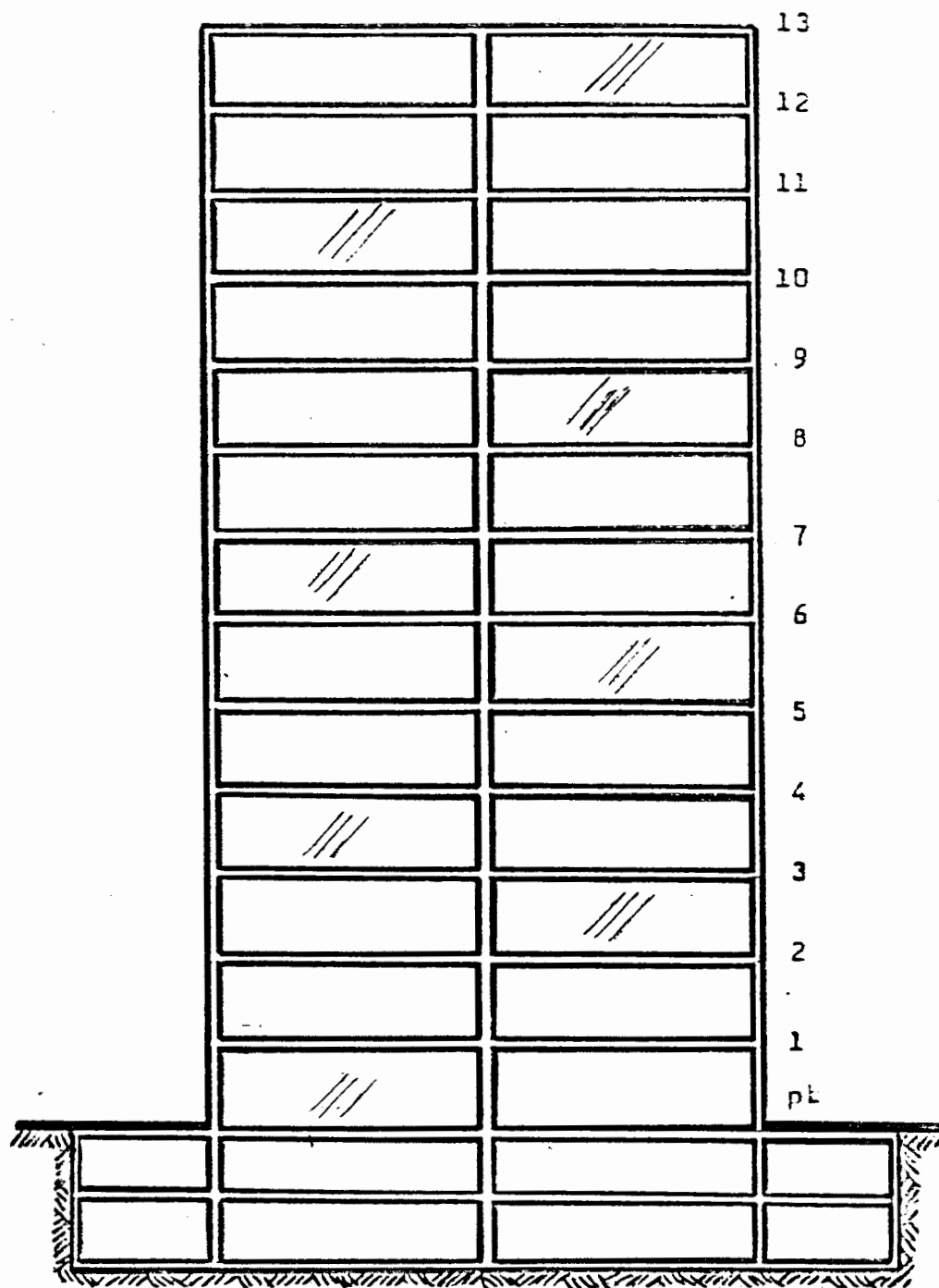


Fig. 2 Elevación

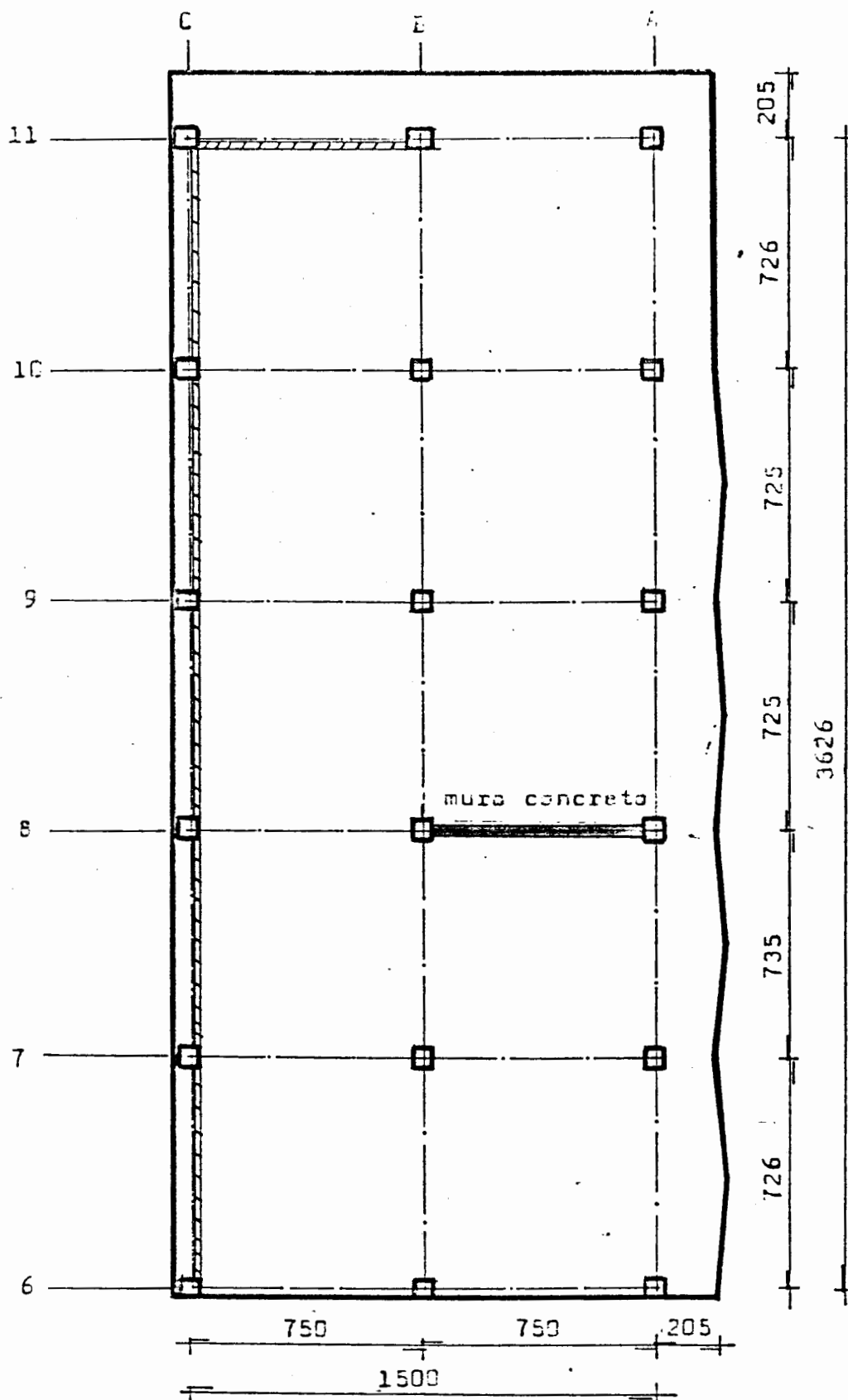


Fig. 3 Planta tipo

					5
3.1					4
					3
3.9					2
					1
3.9					
3.9					
6.65					
					PB

Fig 4 Elevación

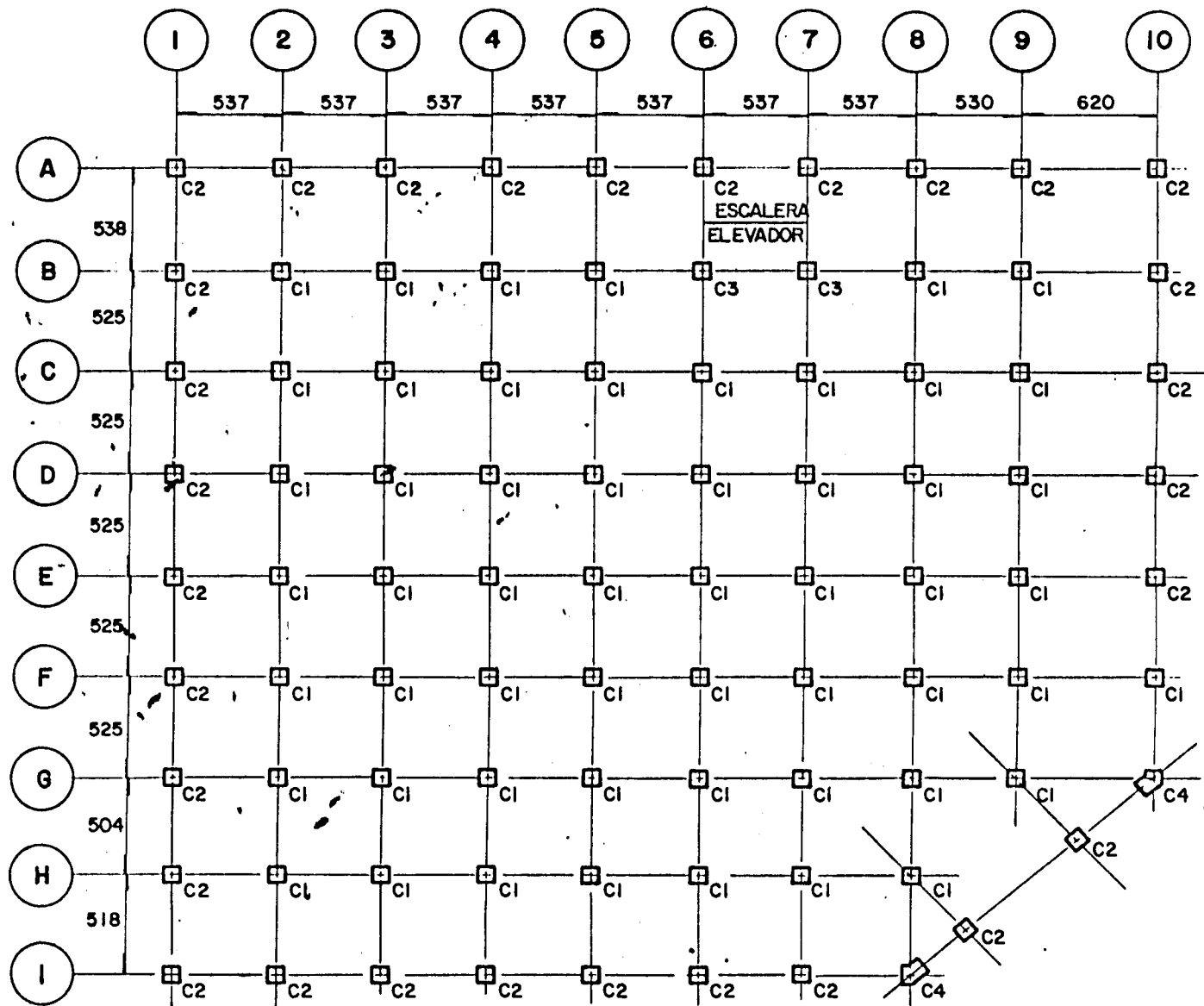


Fig. 5 Planta tipo

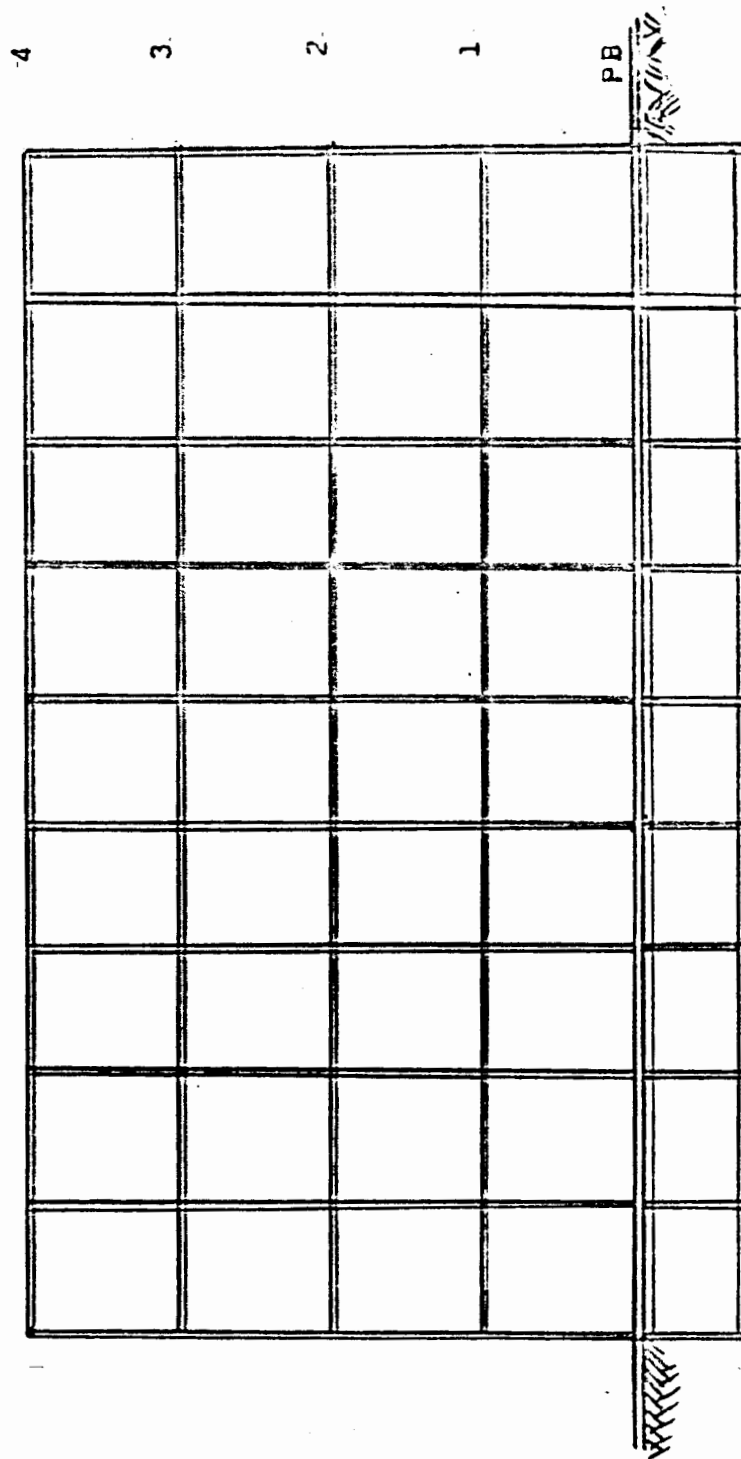


Fig. 6 Elevación

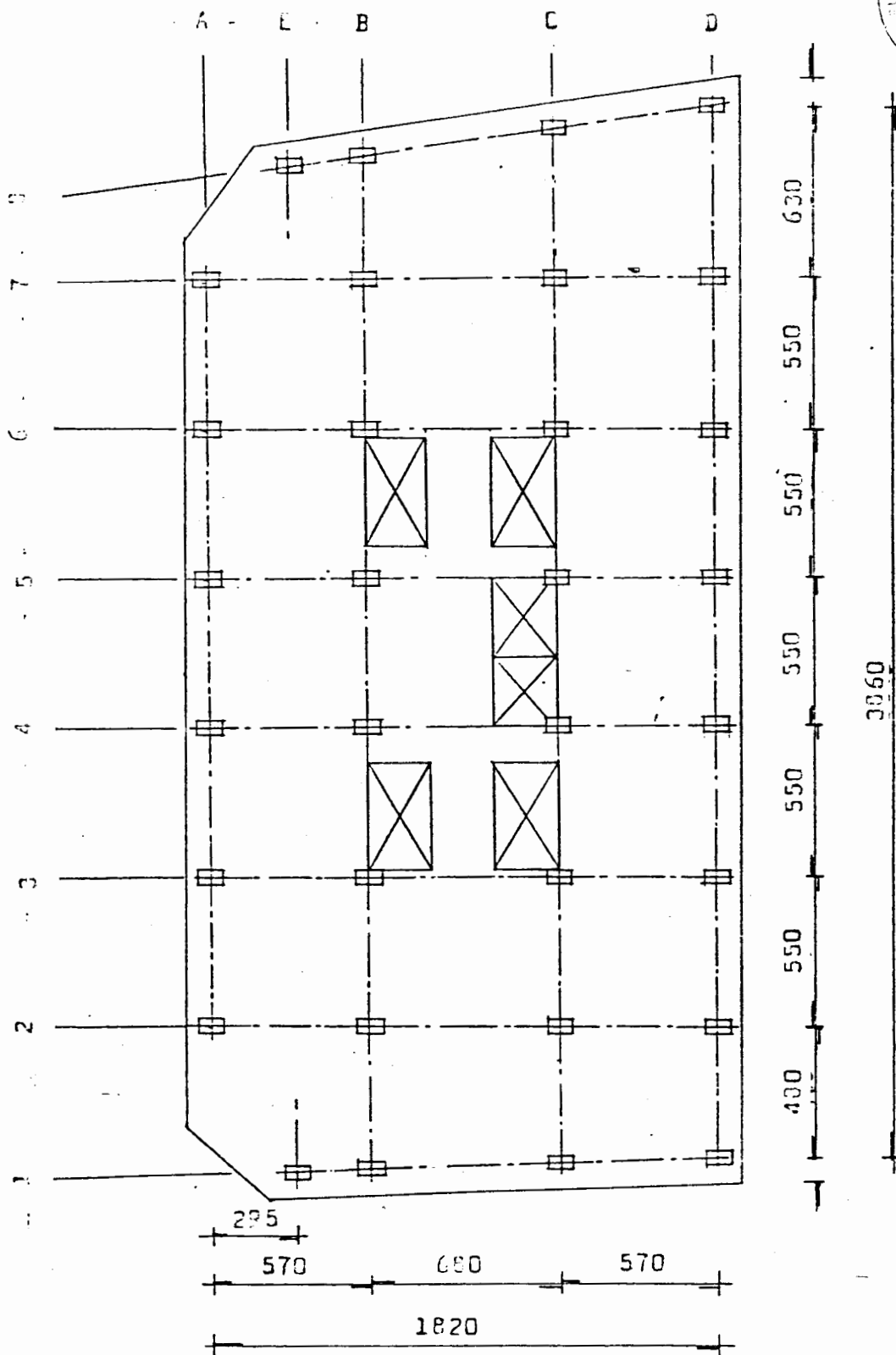


Fig. 7 Planta tipo

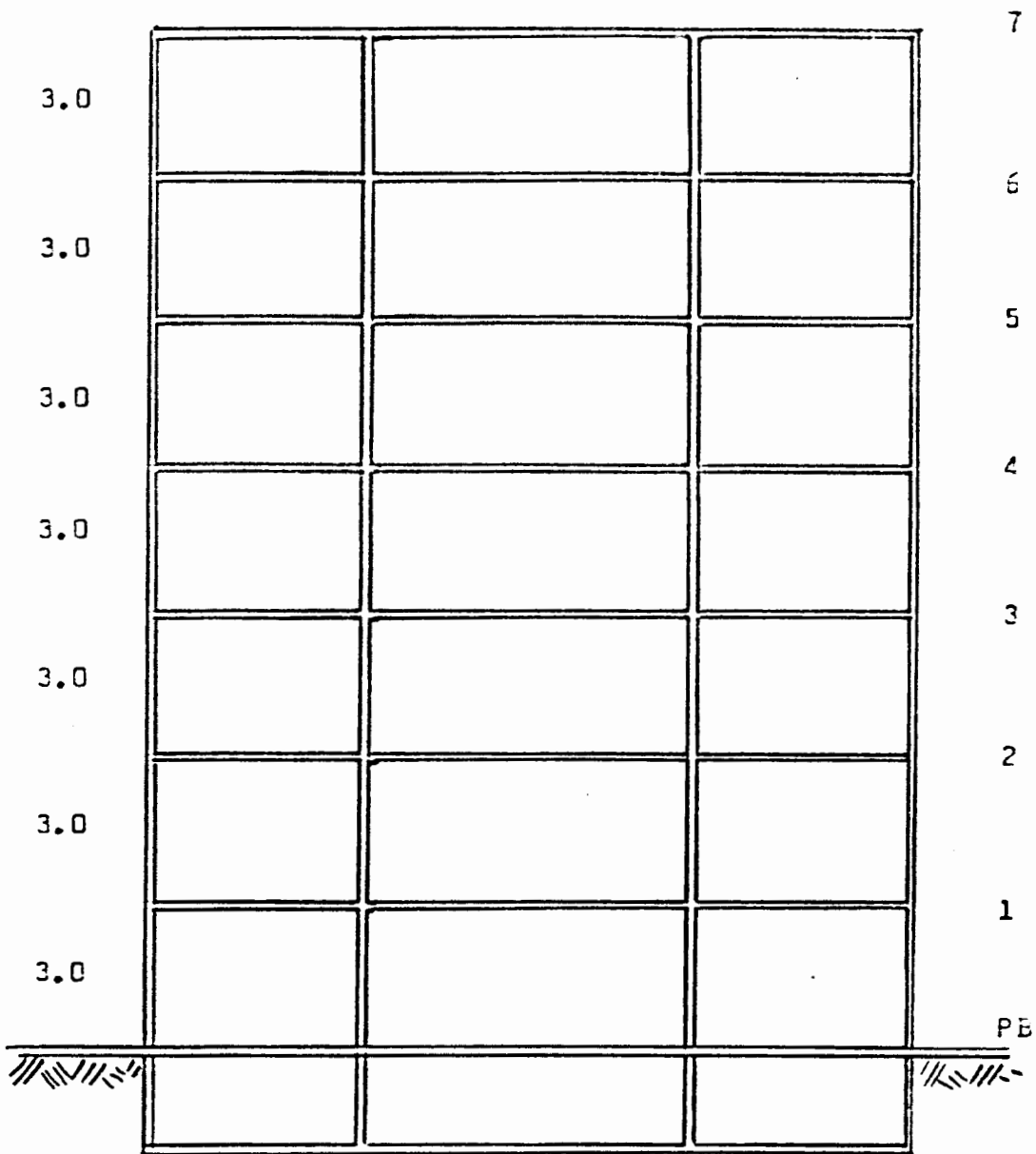


Fig. 8 Elevación

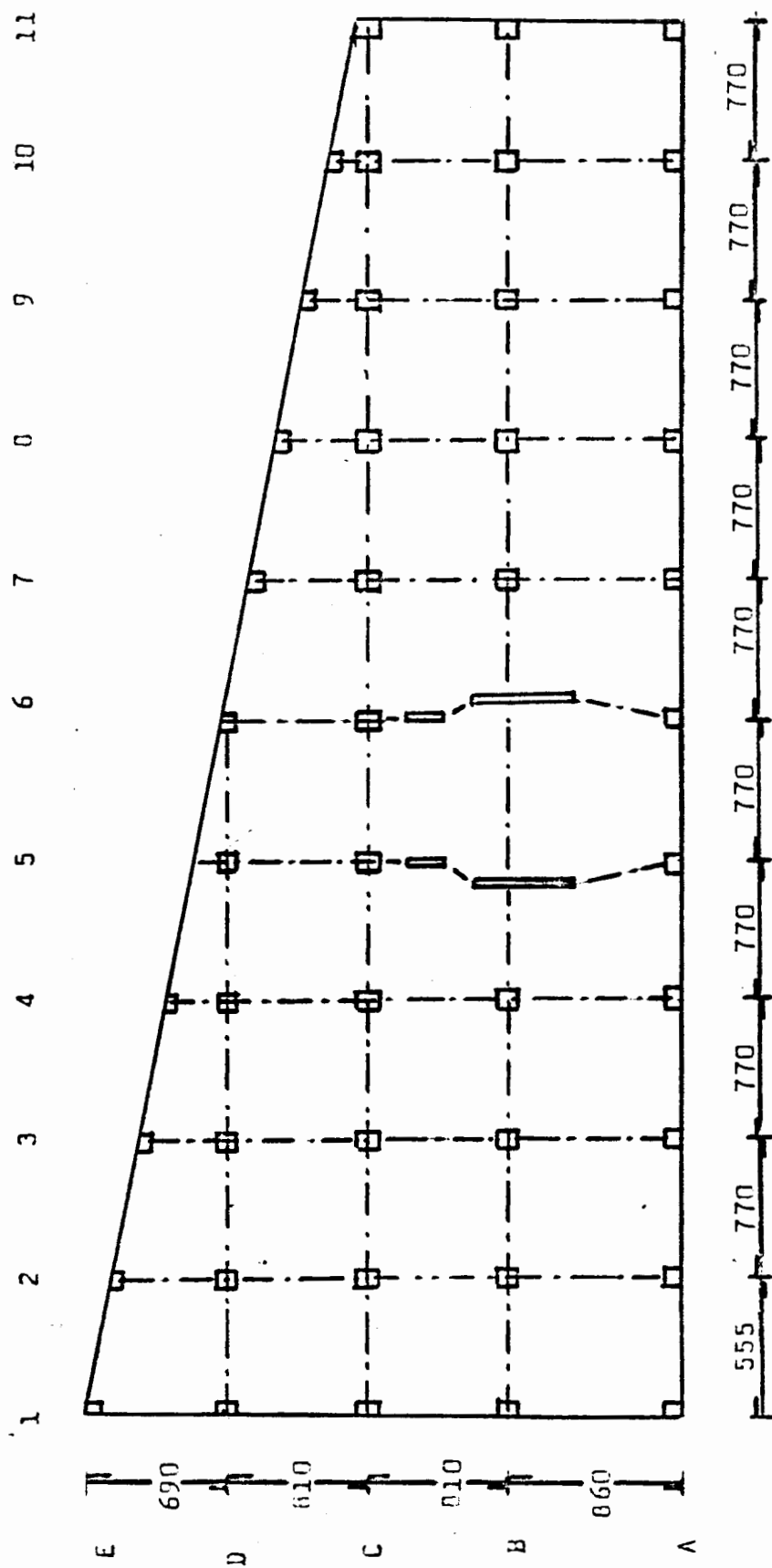


Fig. 9 Plante tipo

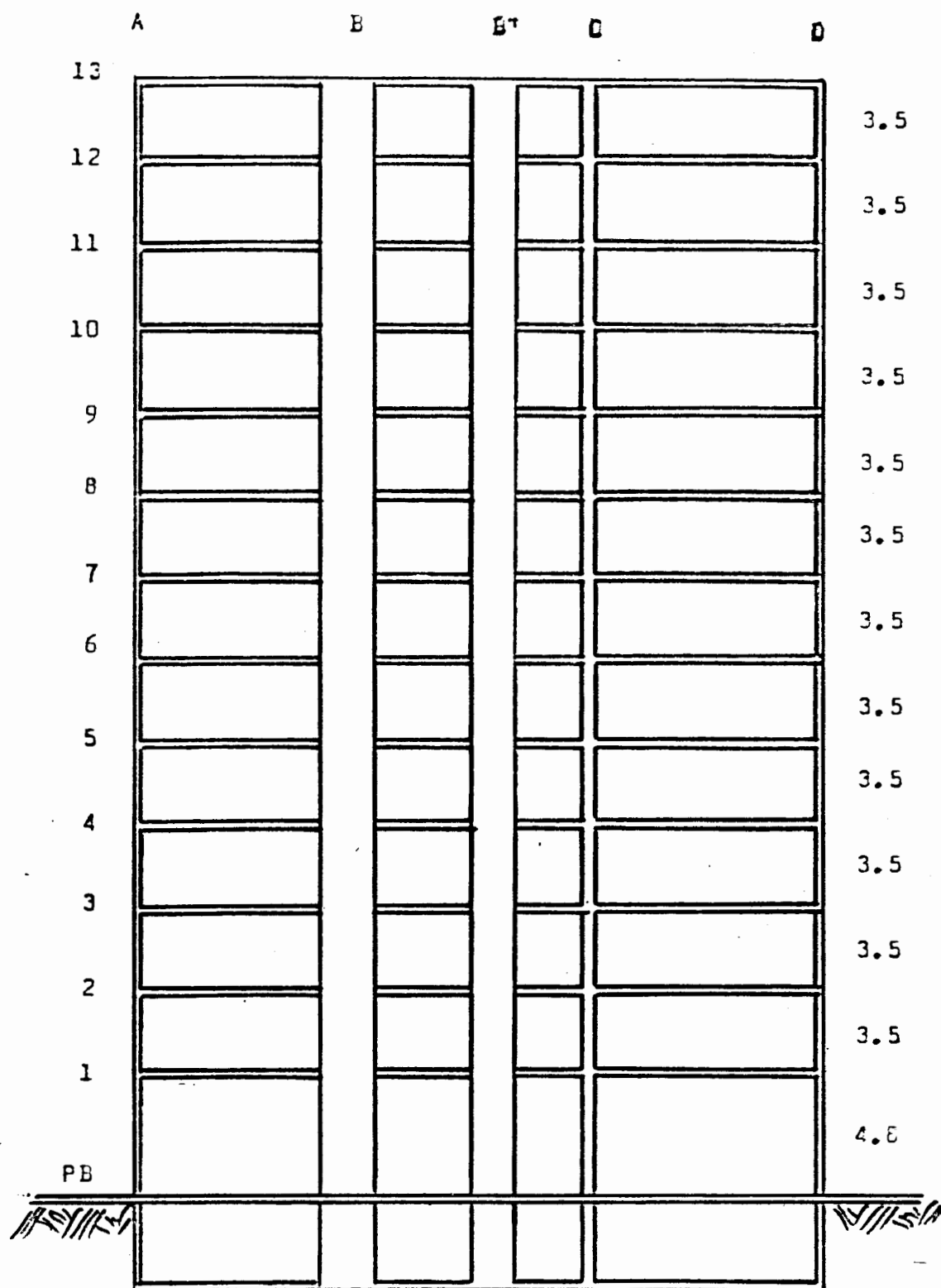


Fig 10 Elevación Marco eje 6

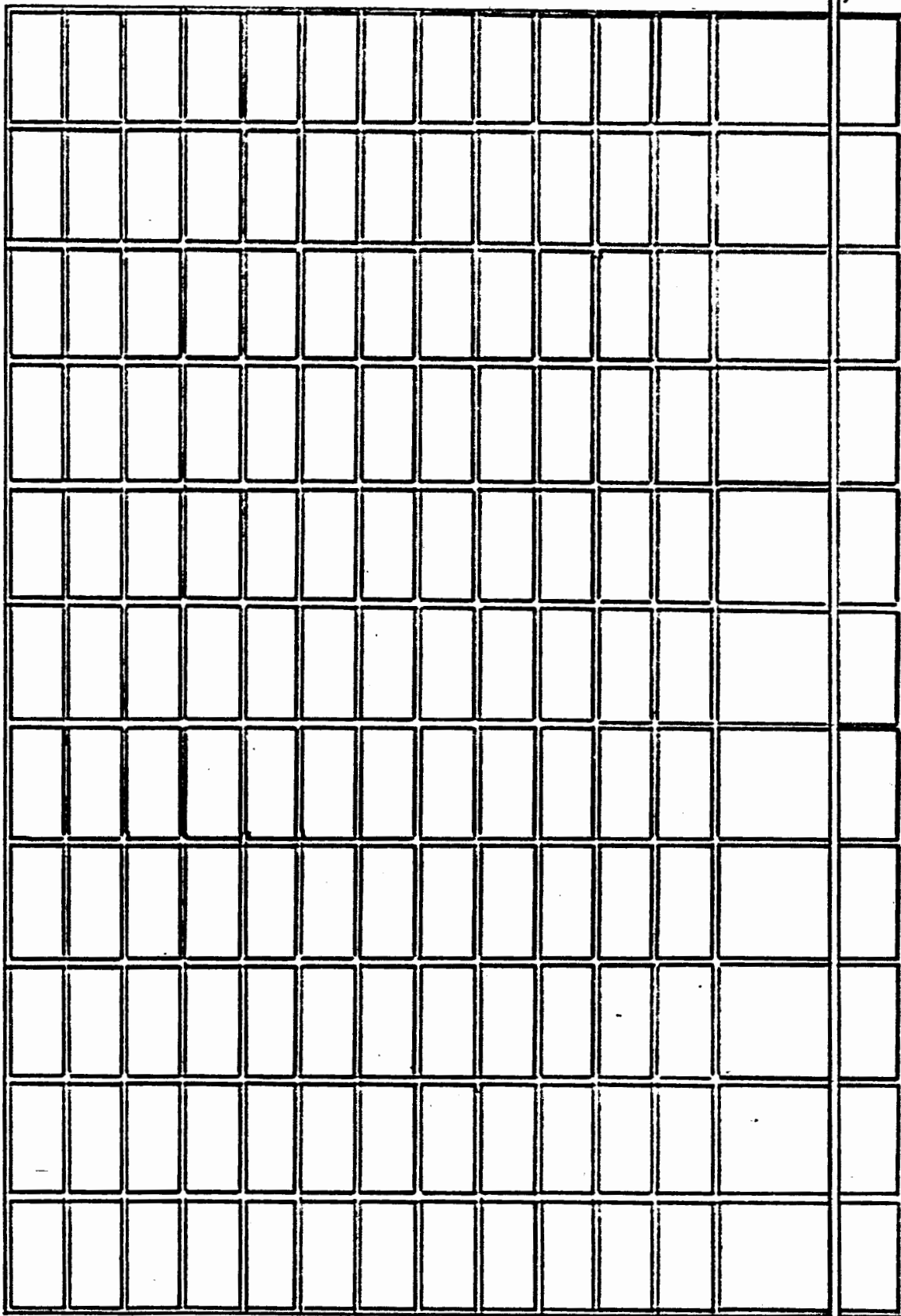


Fig. 11 Elevación marco eje B

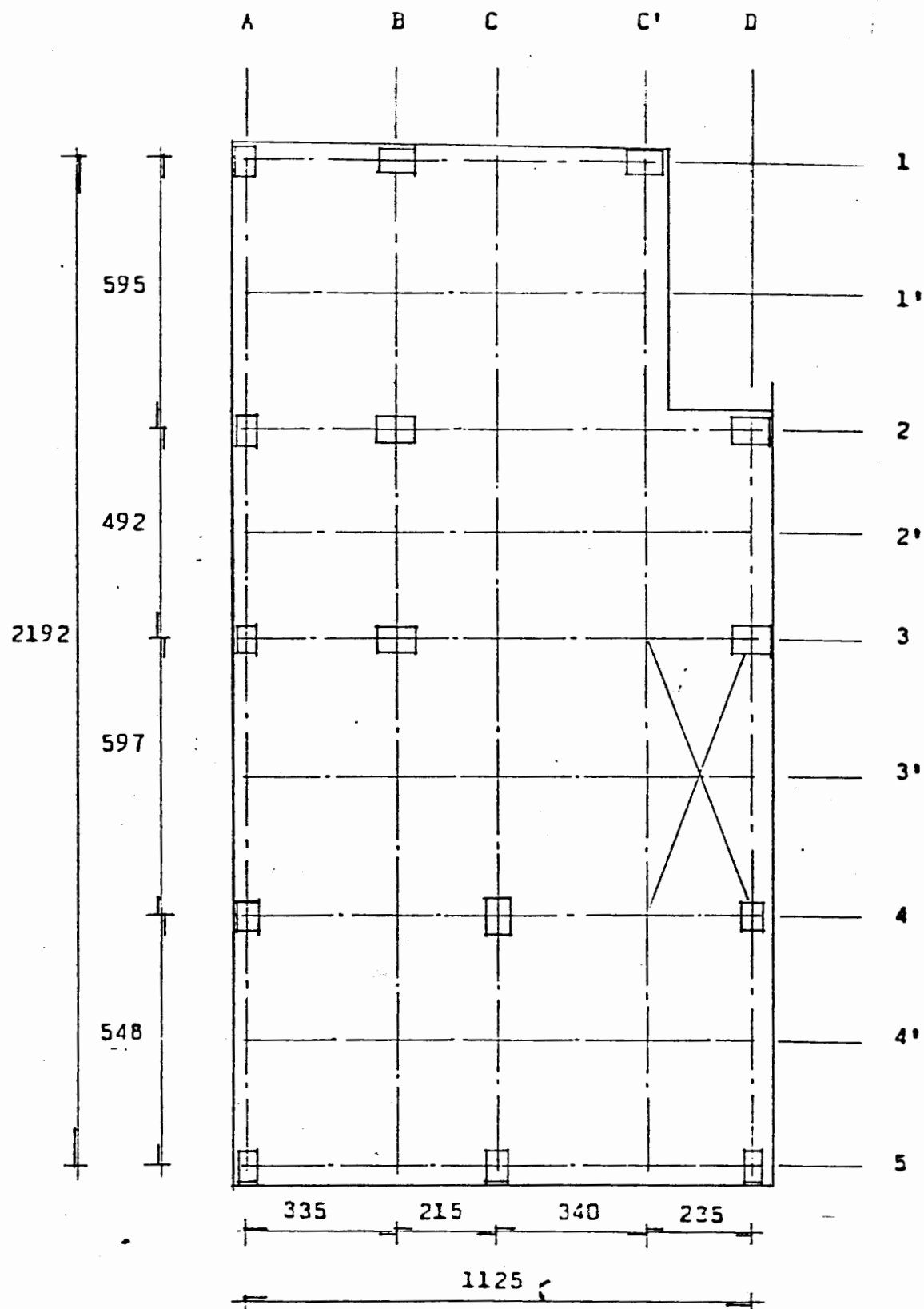


Fig. 12 Planta tipo

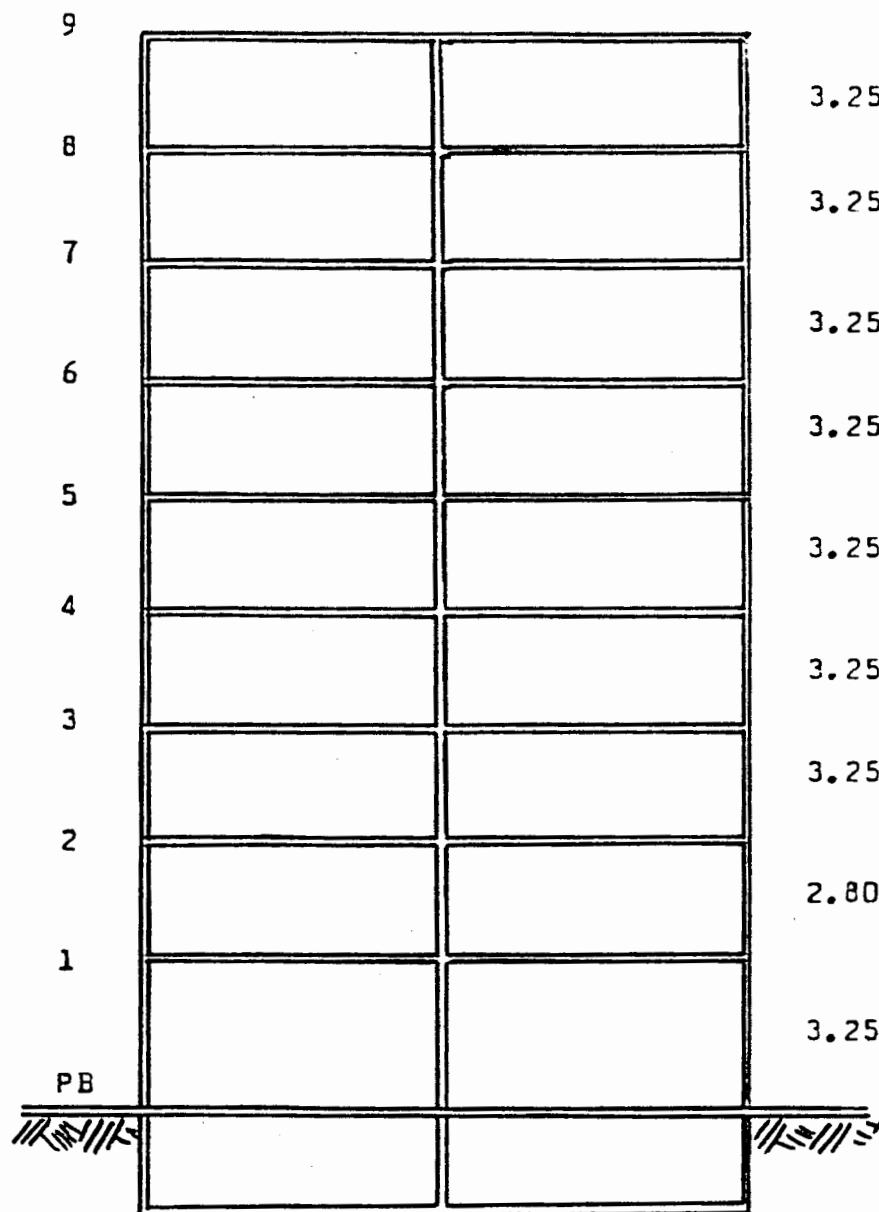


Fig. 13 Elevación marco eje 5

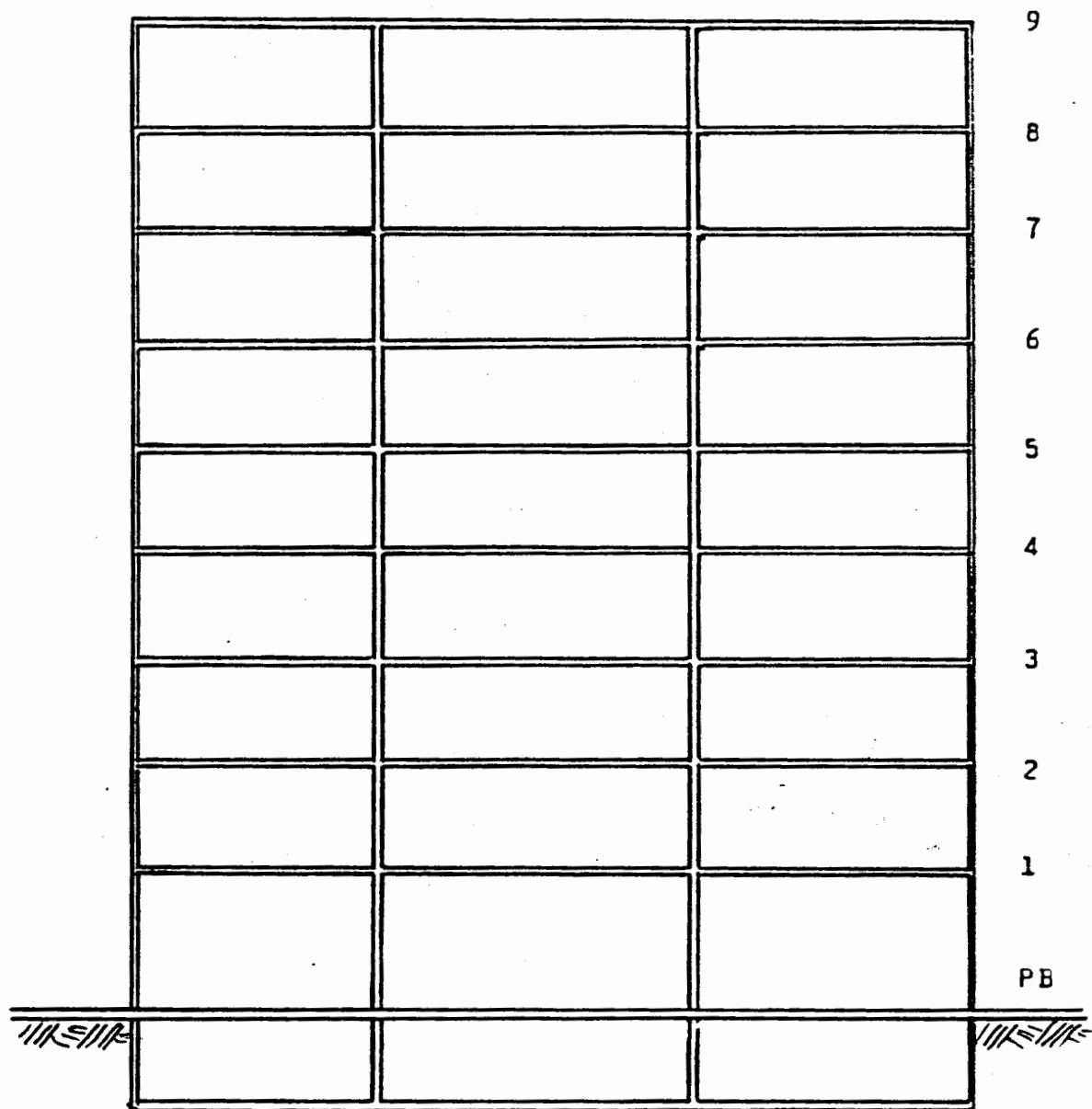


Fig. 14 Elevación marco eje D

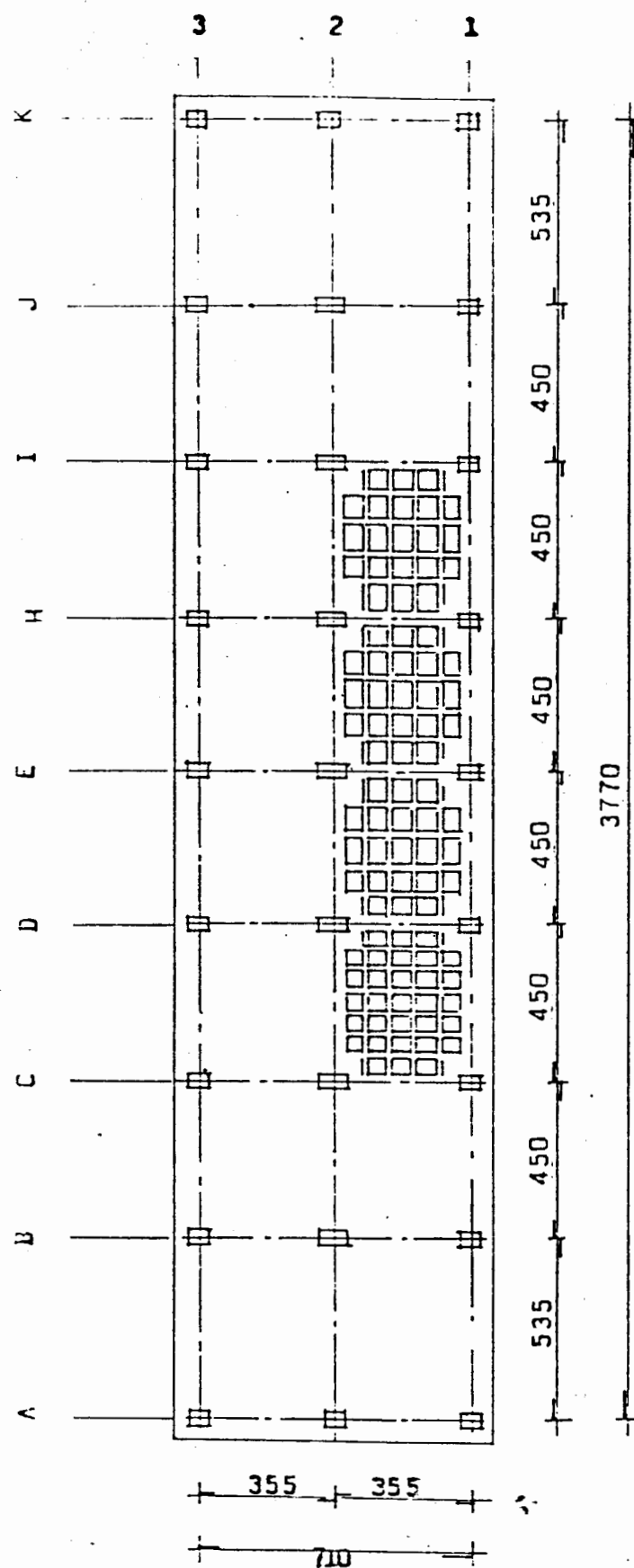


Fig 15. Planta tipo

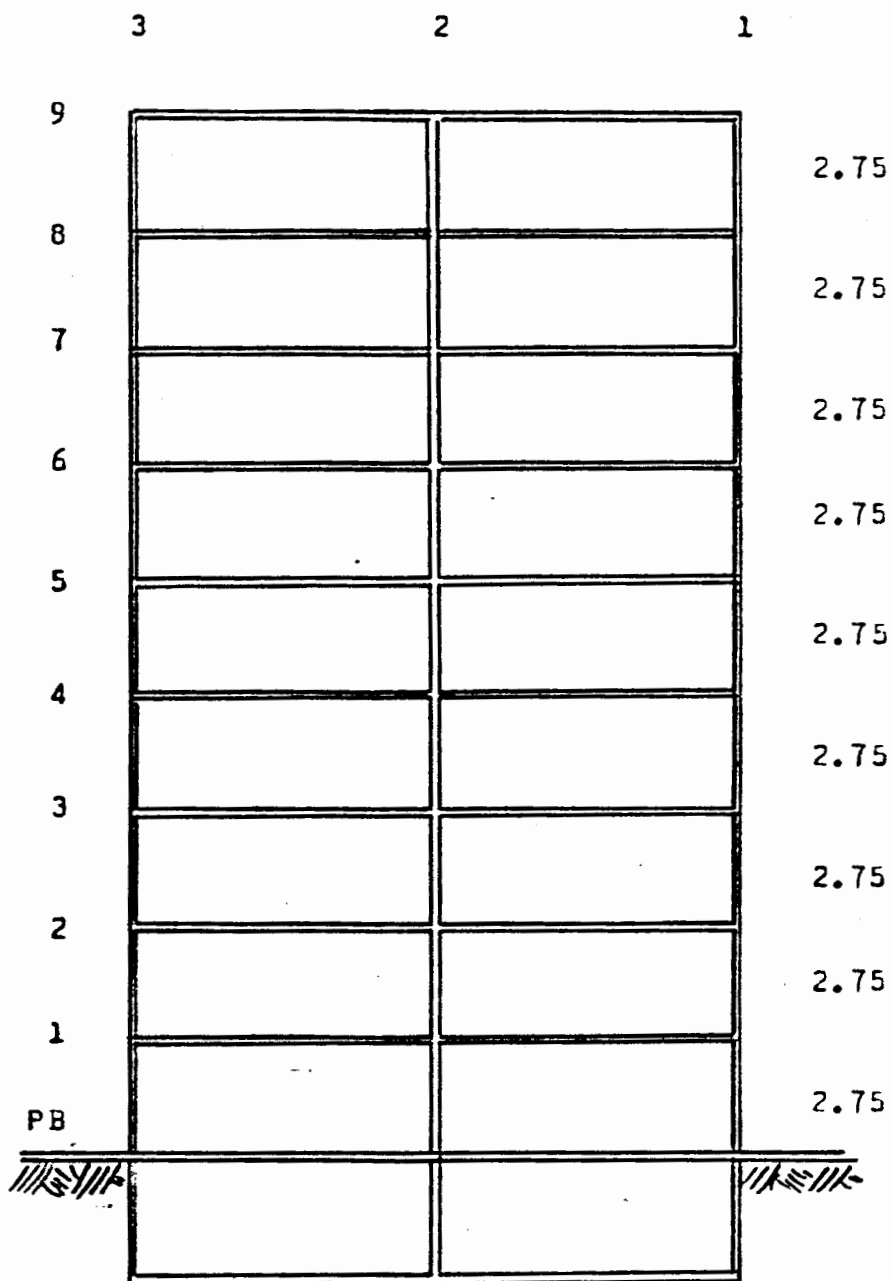


Fig 16 Elevación marco eje B.C.I.J

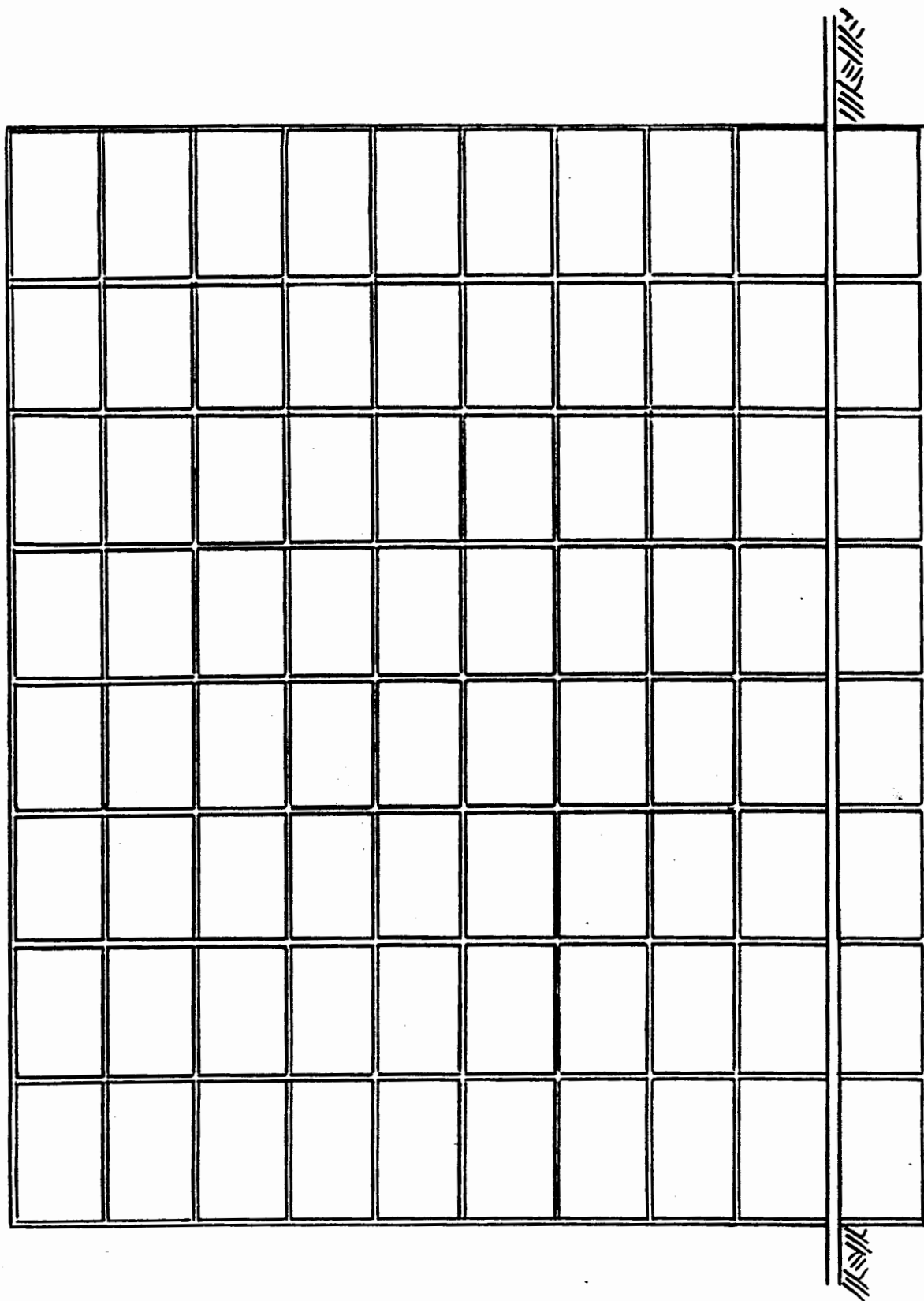


Fig. 17 Elevación marco eje 2

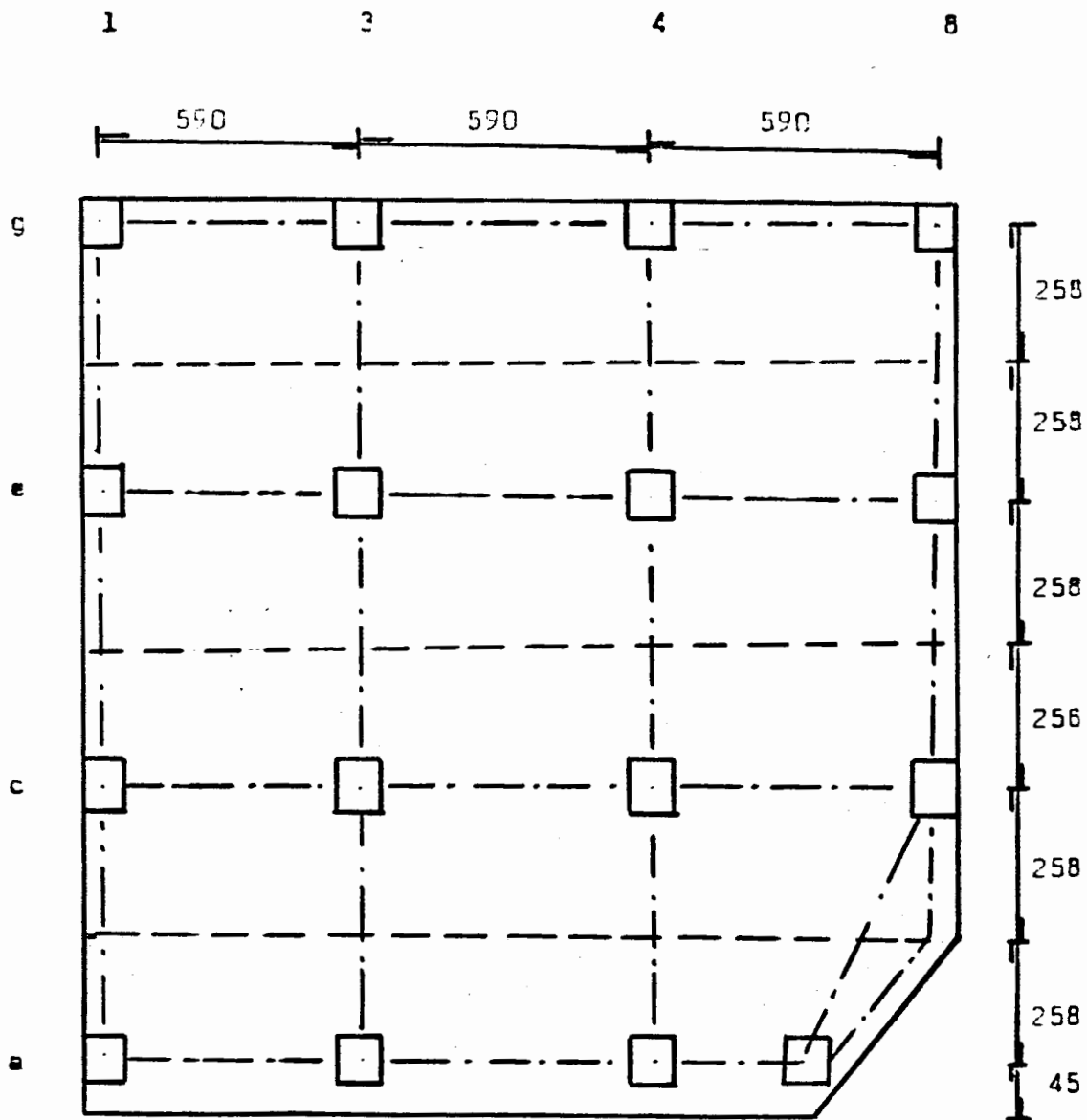


Fig 18 Planta tipo

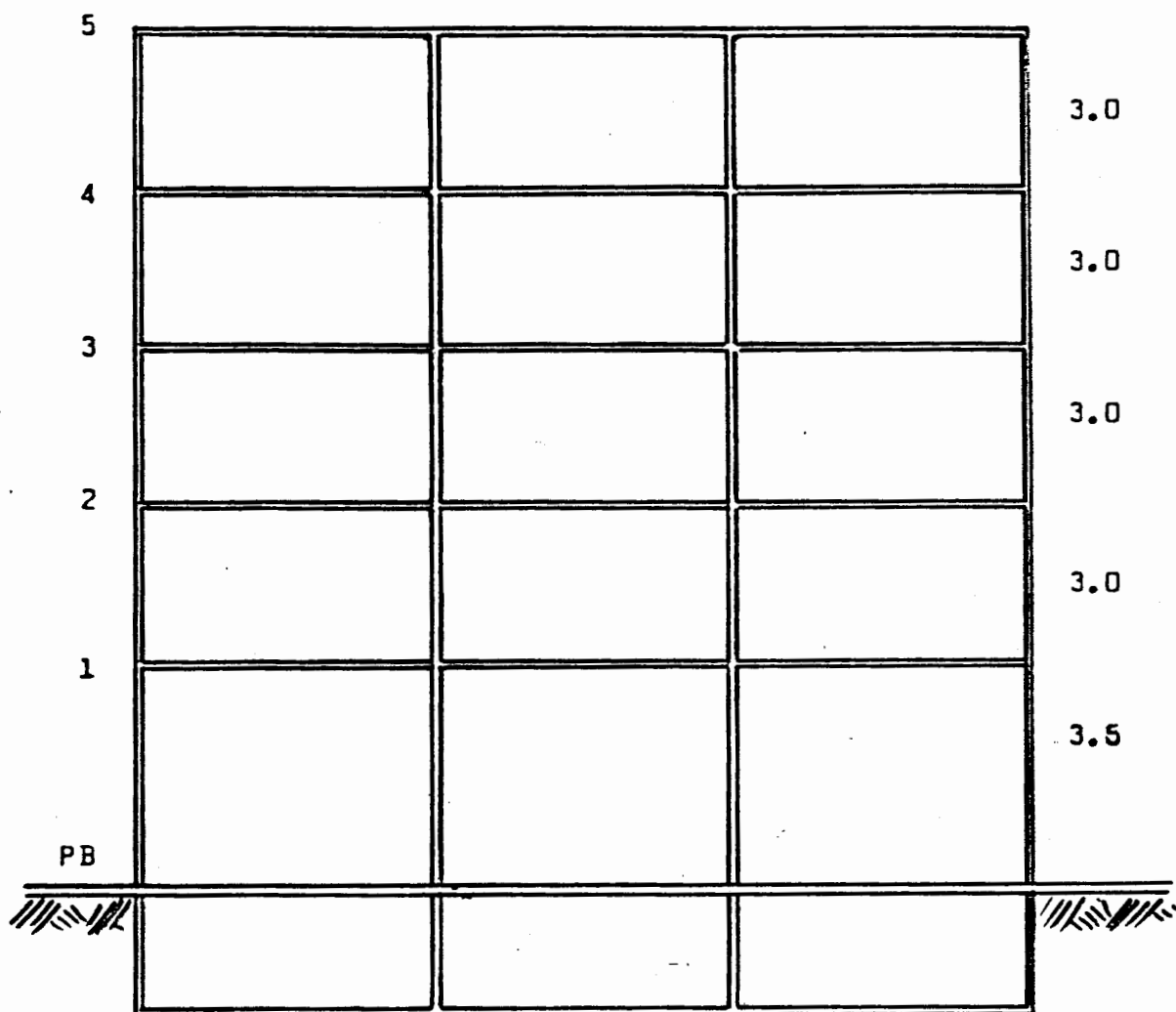


Fig. 19 Elevación

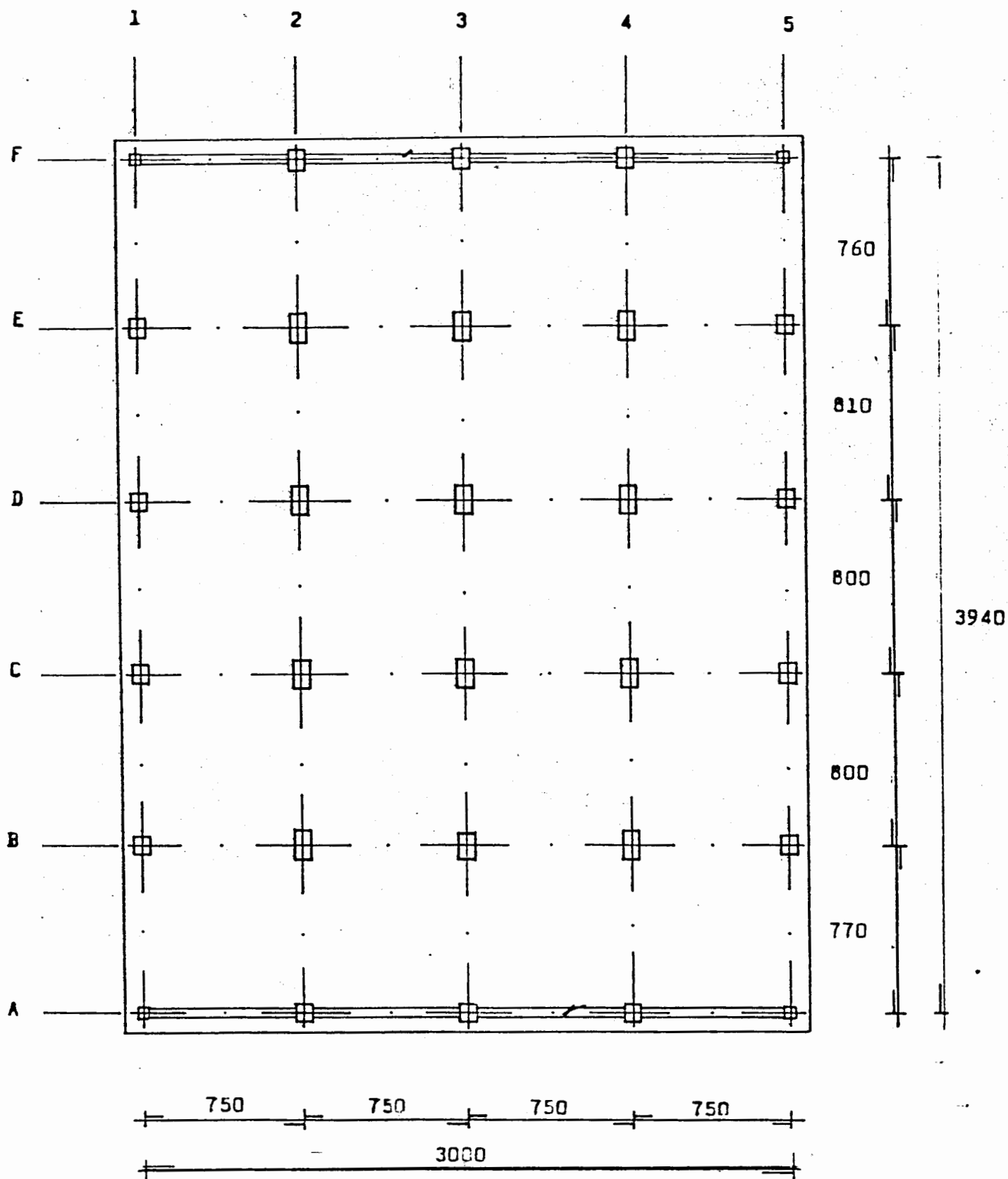
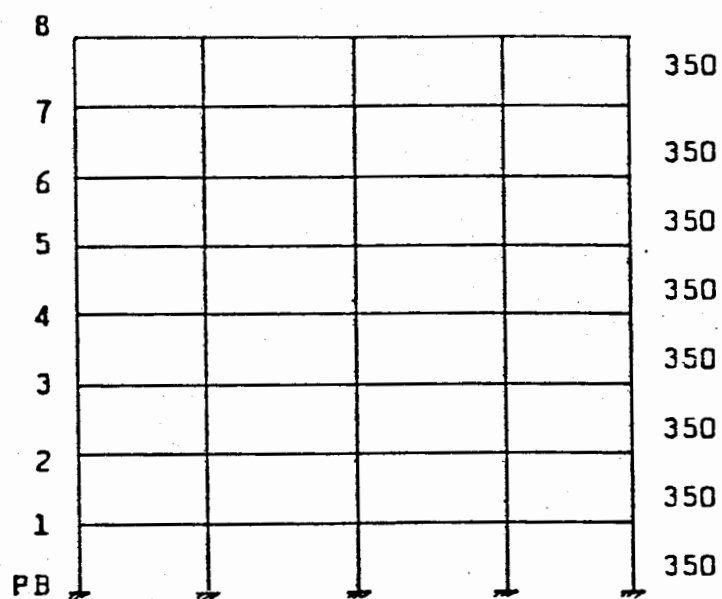
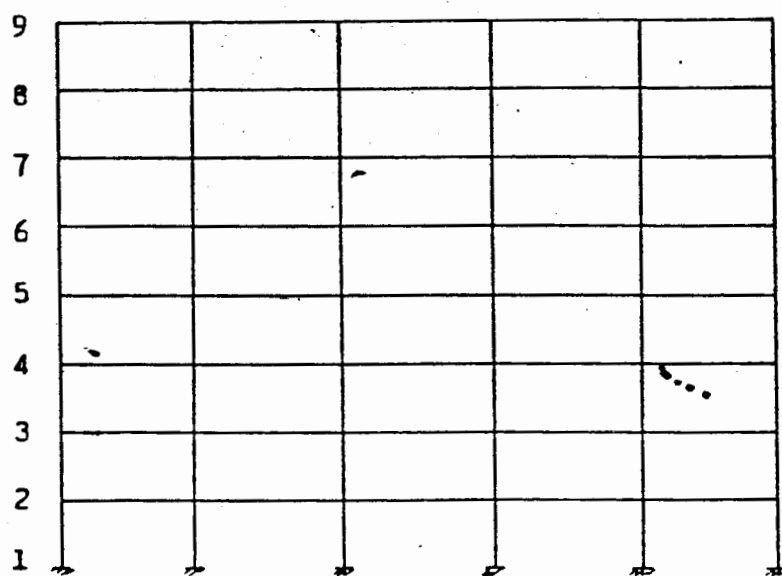


Fig. 20 Planta tipo



Marco ejes A,B,C,D,E,F



Marcos 1,2,3,4 y 5

Fig. 21 Elevación marcos típicos

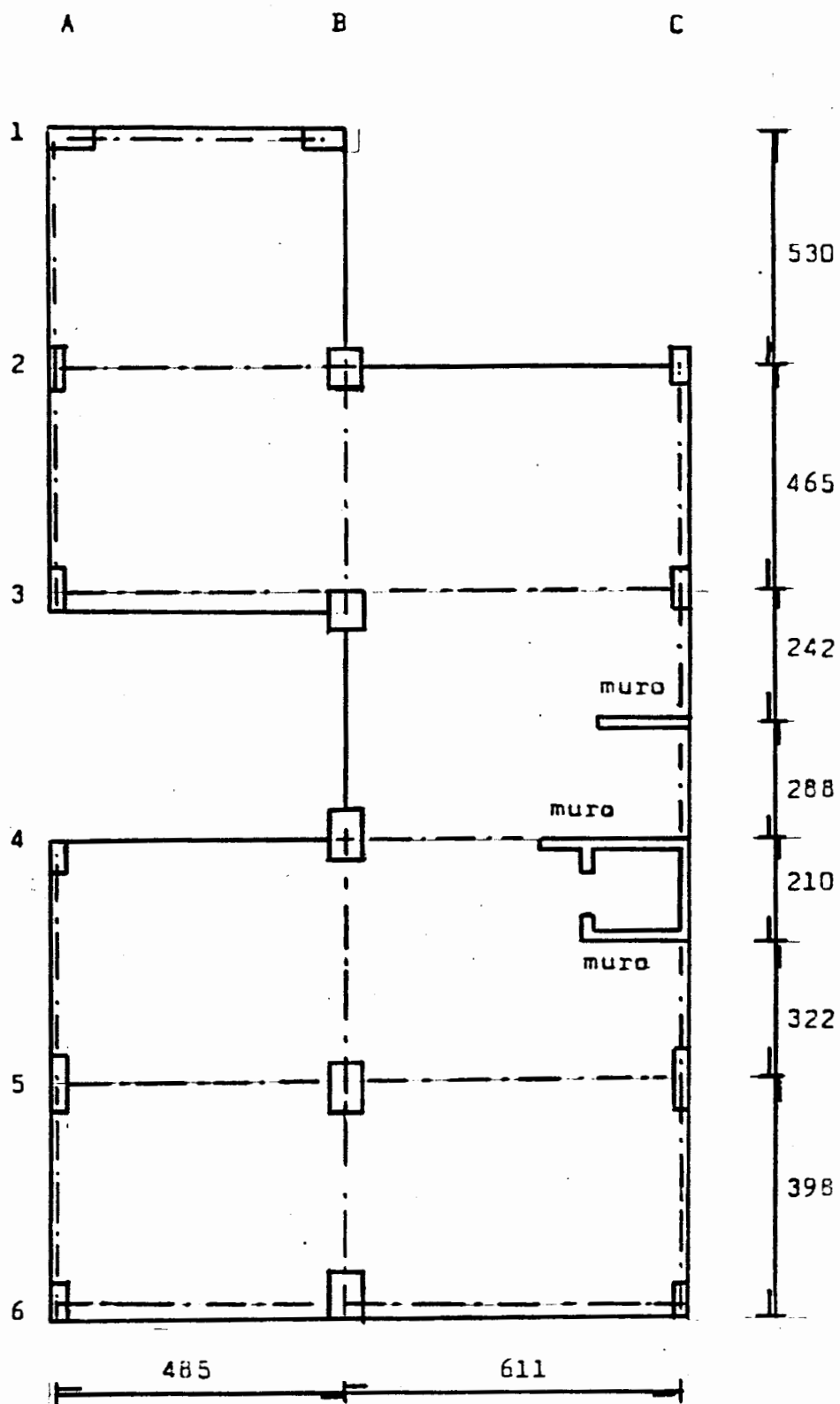


Fig. 22 Planta tipo

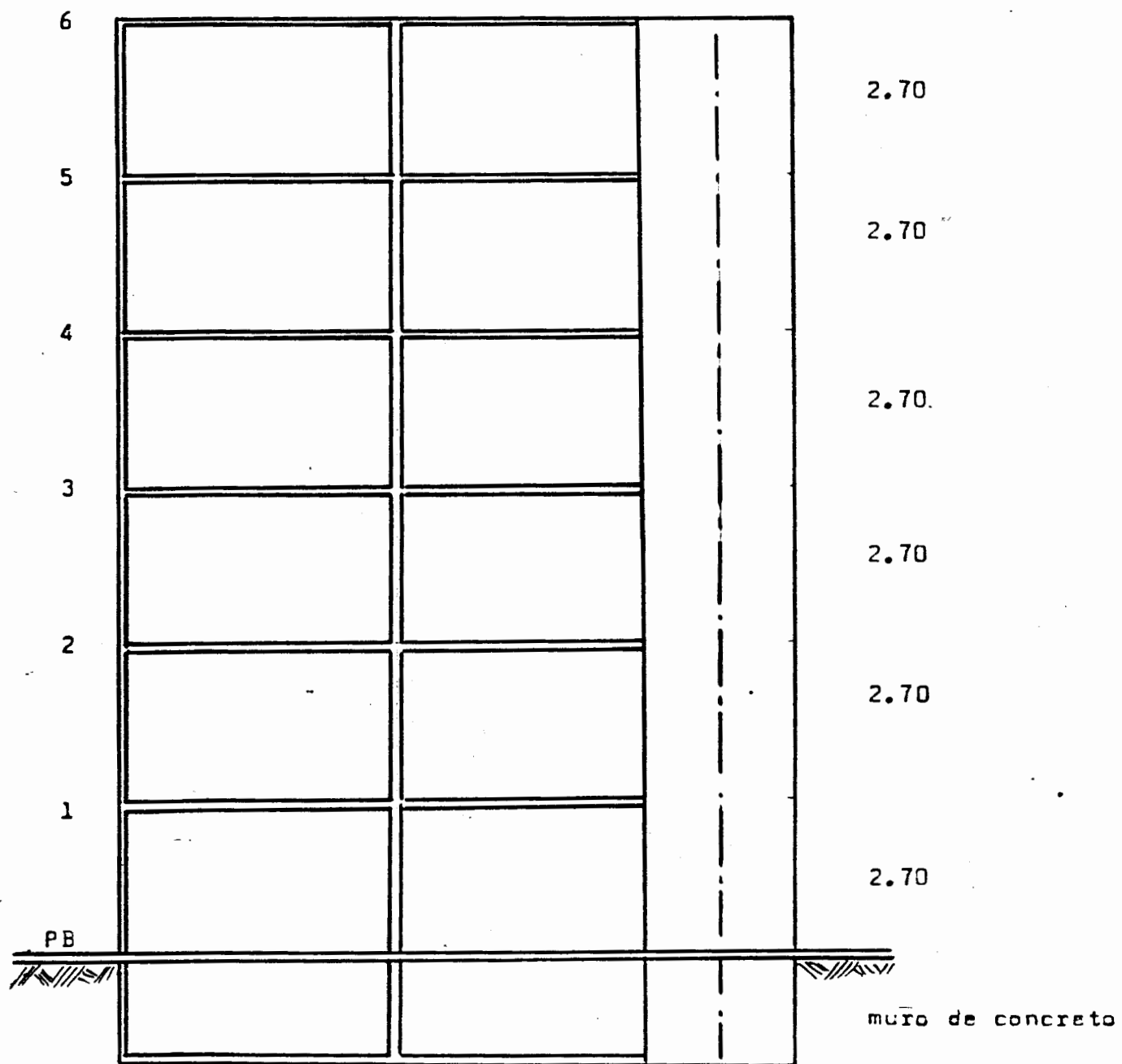


Fig. 23 Elevación

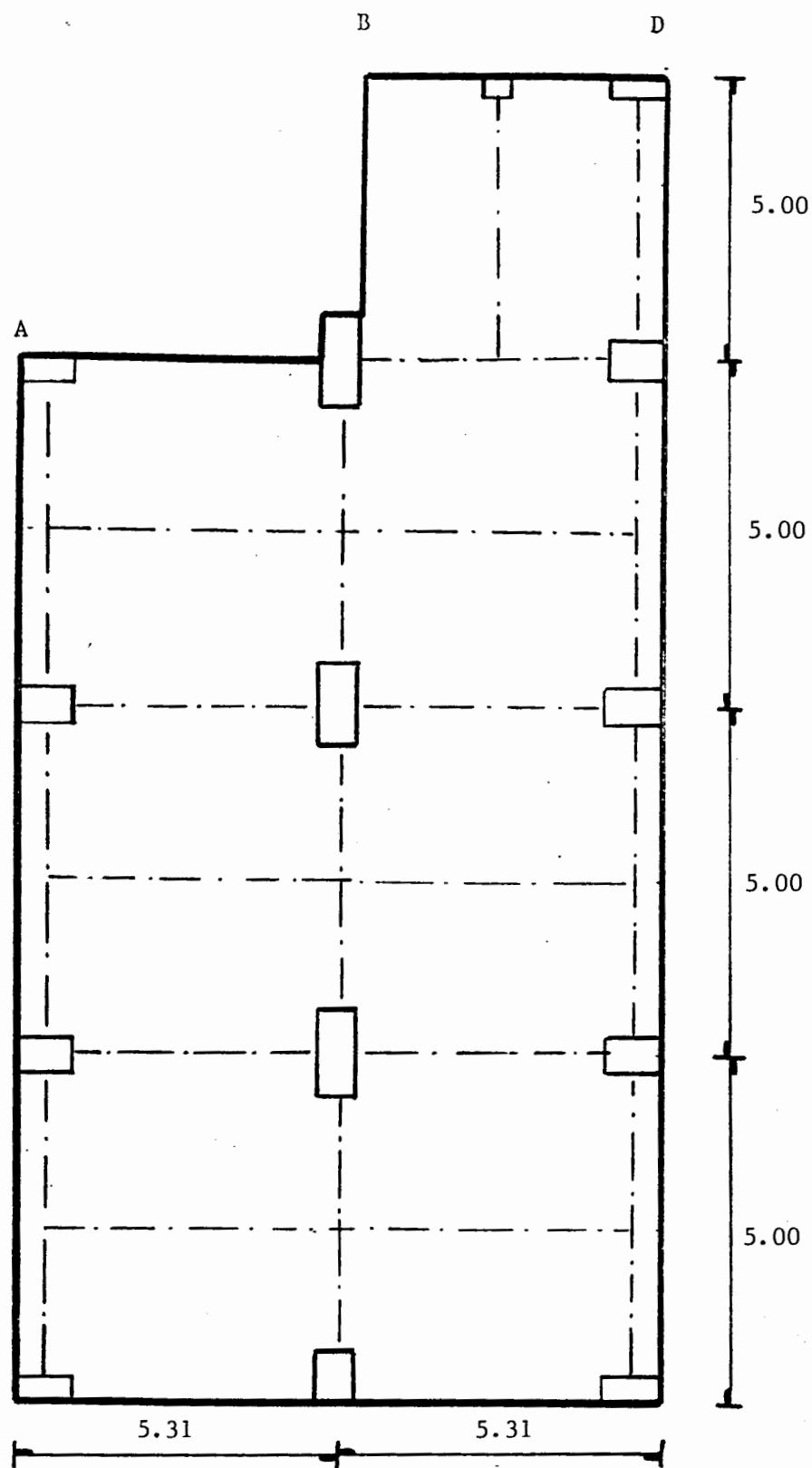


Fig. 24 Planta Tipo

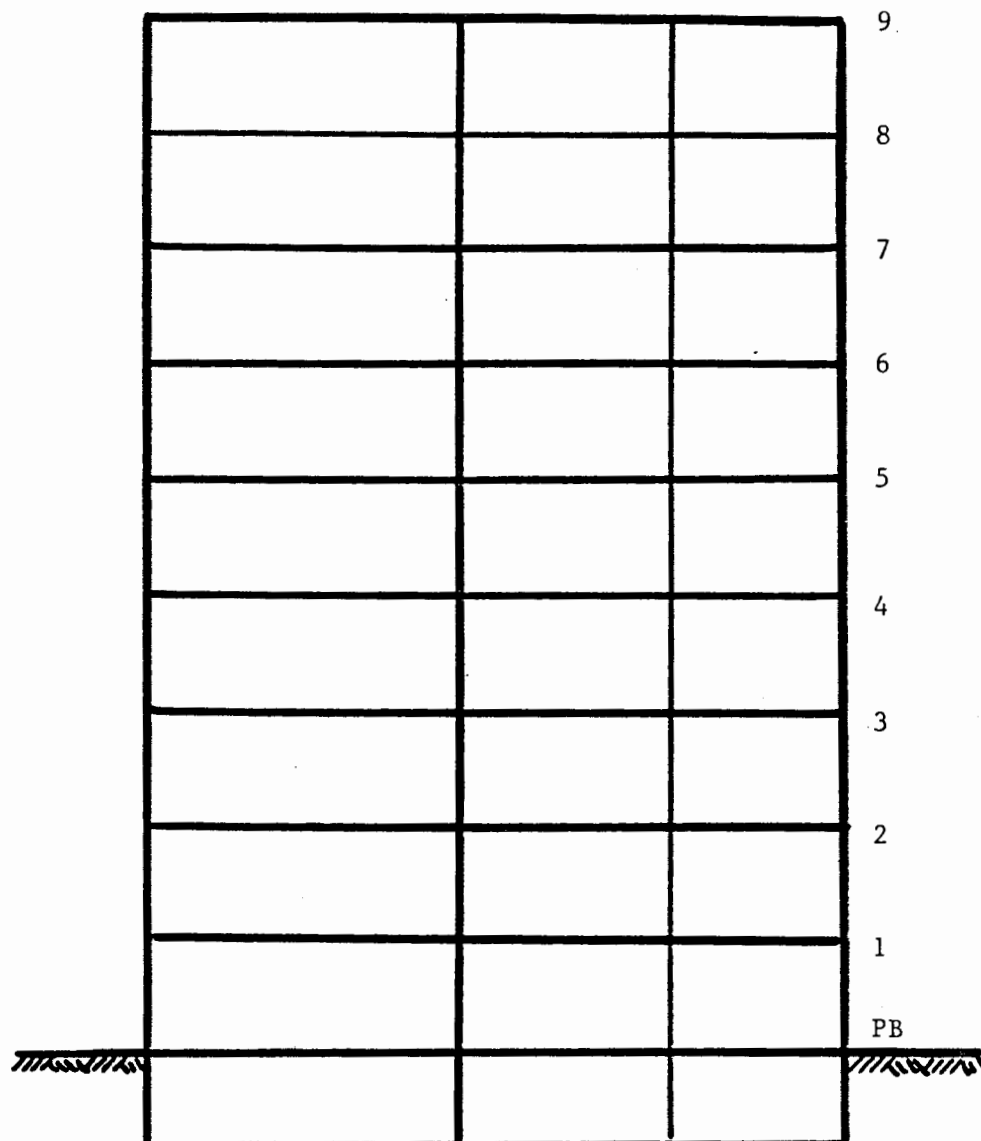


Fig. 25 Elevación

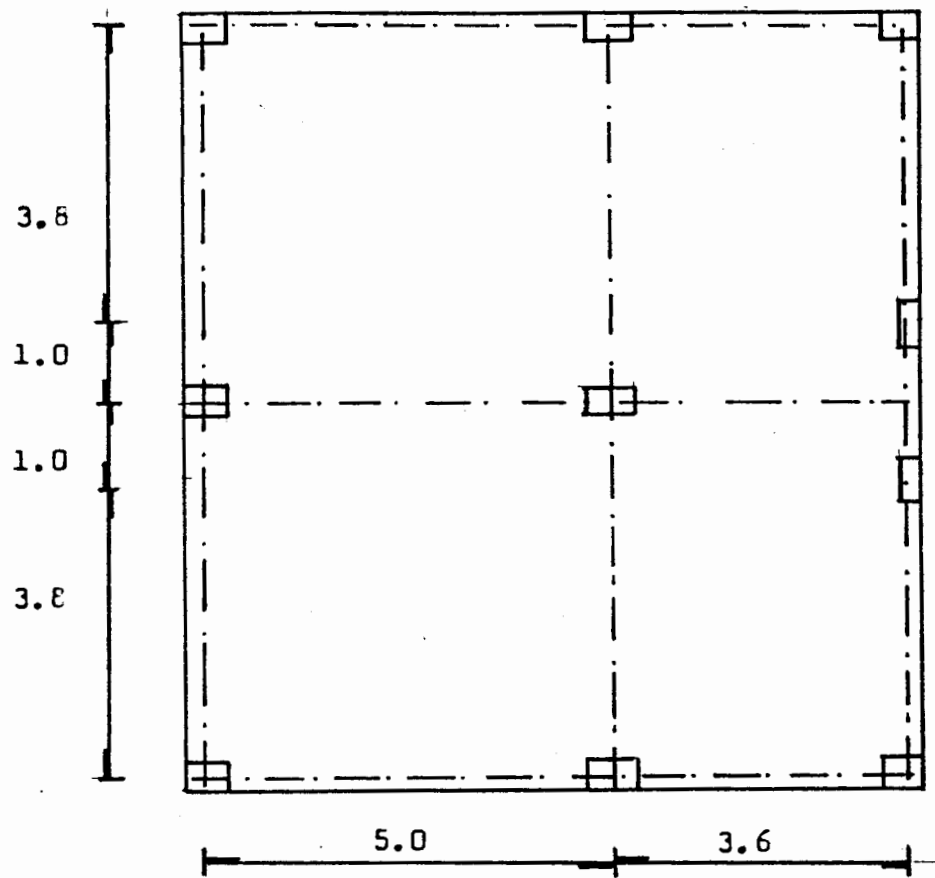


Fig. 26 Planta Tipo Niveles 1 al 5

		Azo.
		2.6
		4
		2.6
		3
		2.6
		2
		2.6
		1
		3.2
		PB

Fig. 27 Elevación.

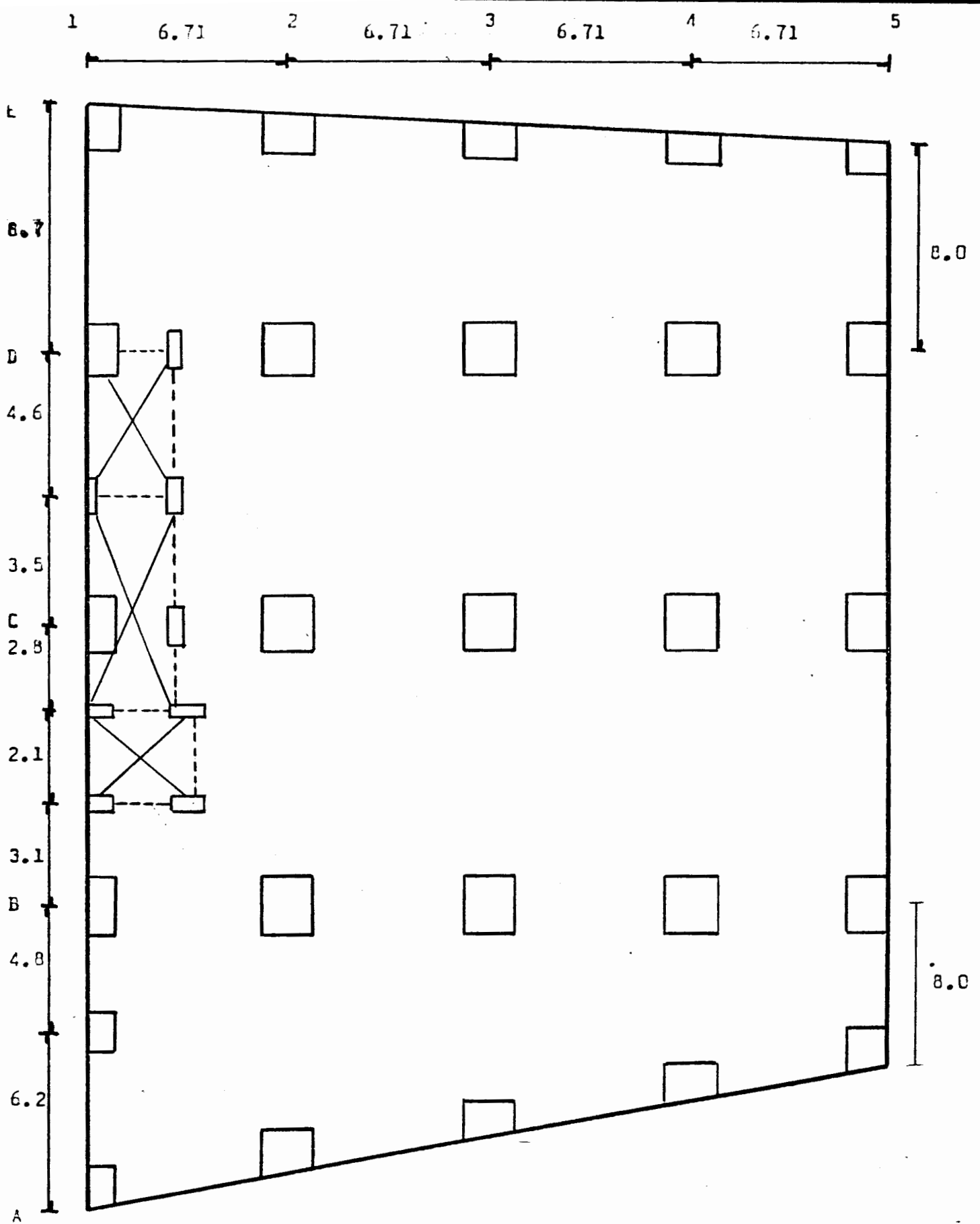


Fig. 28 Planta Tipo

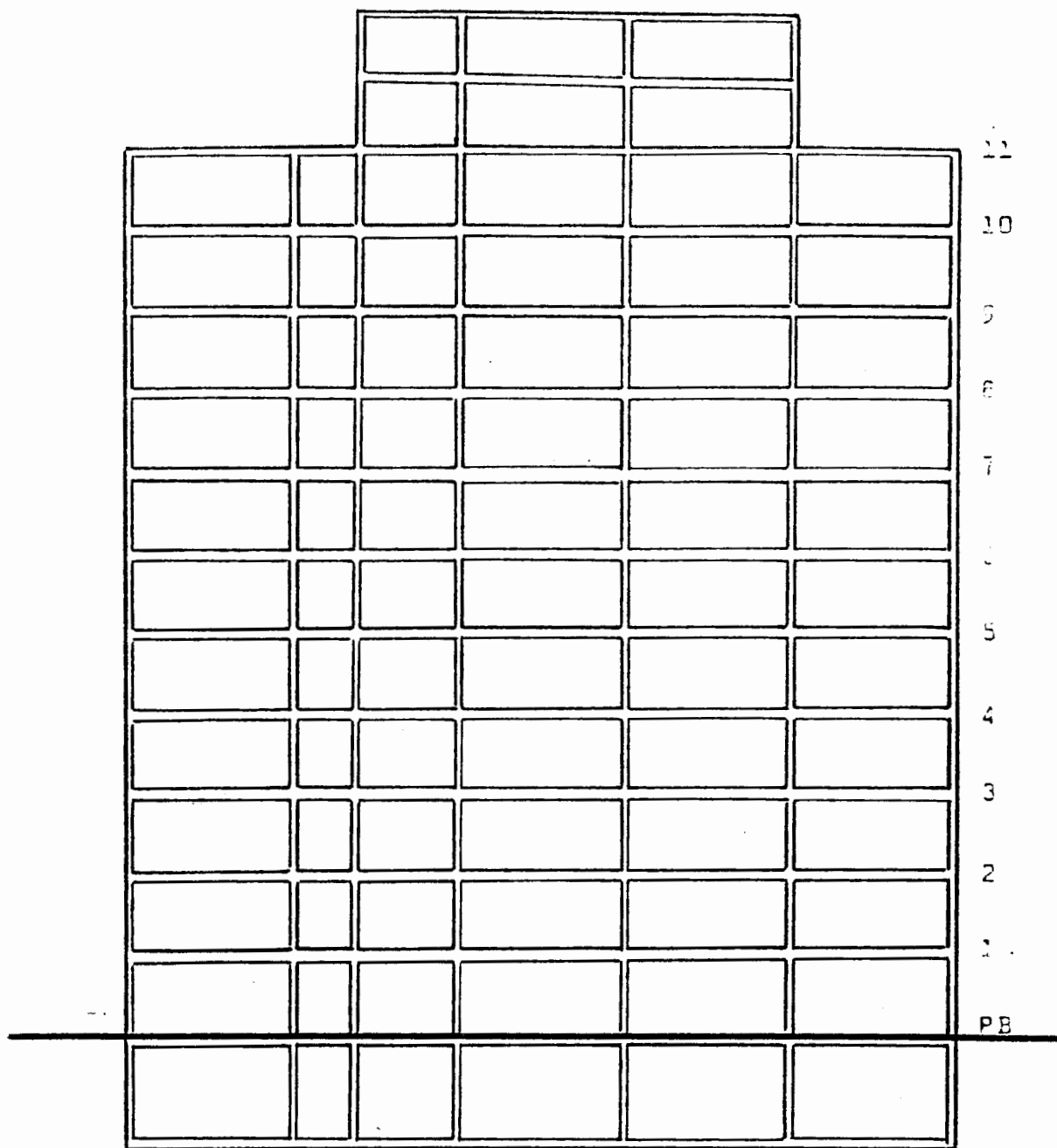


Fig. 29 Elevación

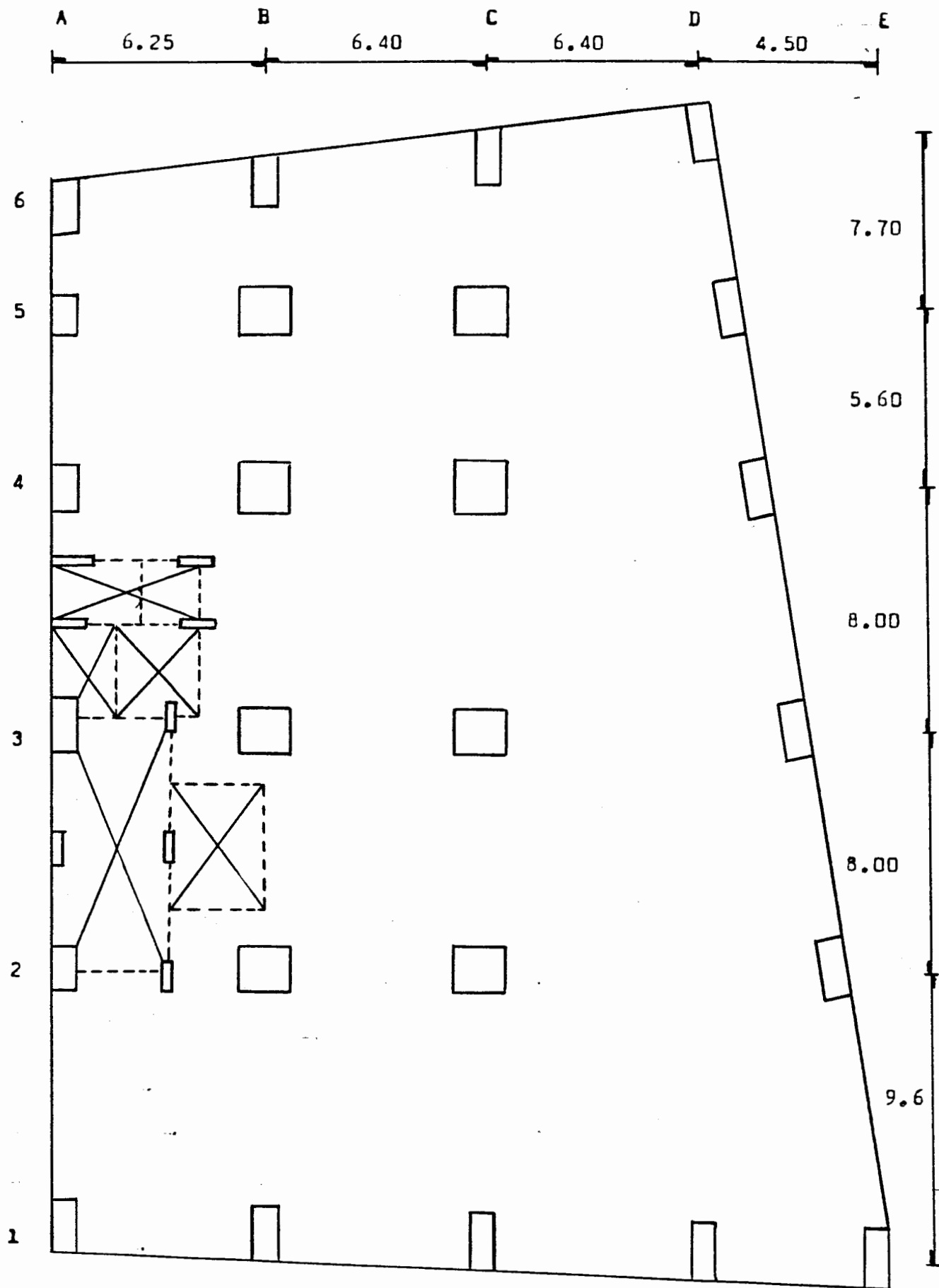


Fig. 30 Planta Tipo

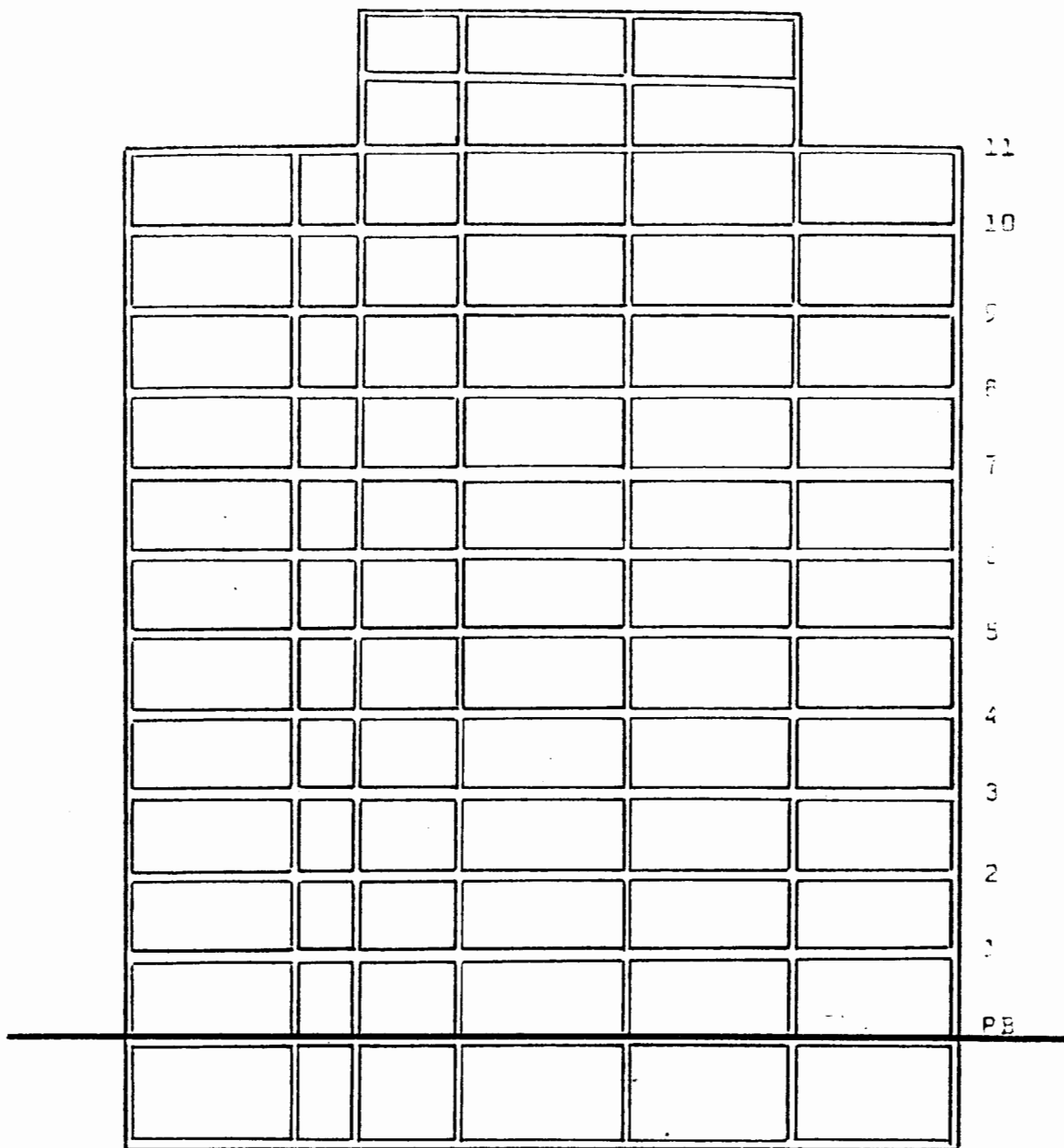


Fig. 31 Elevación

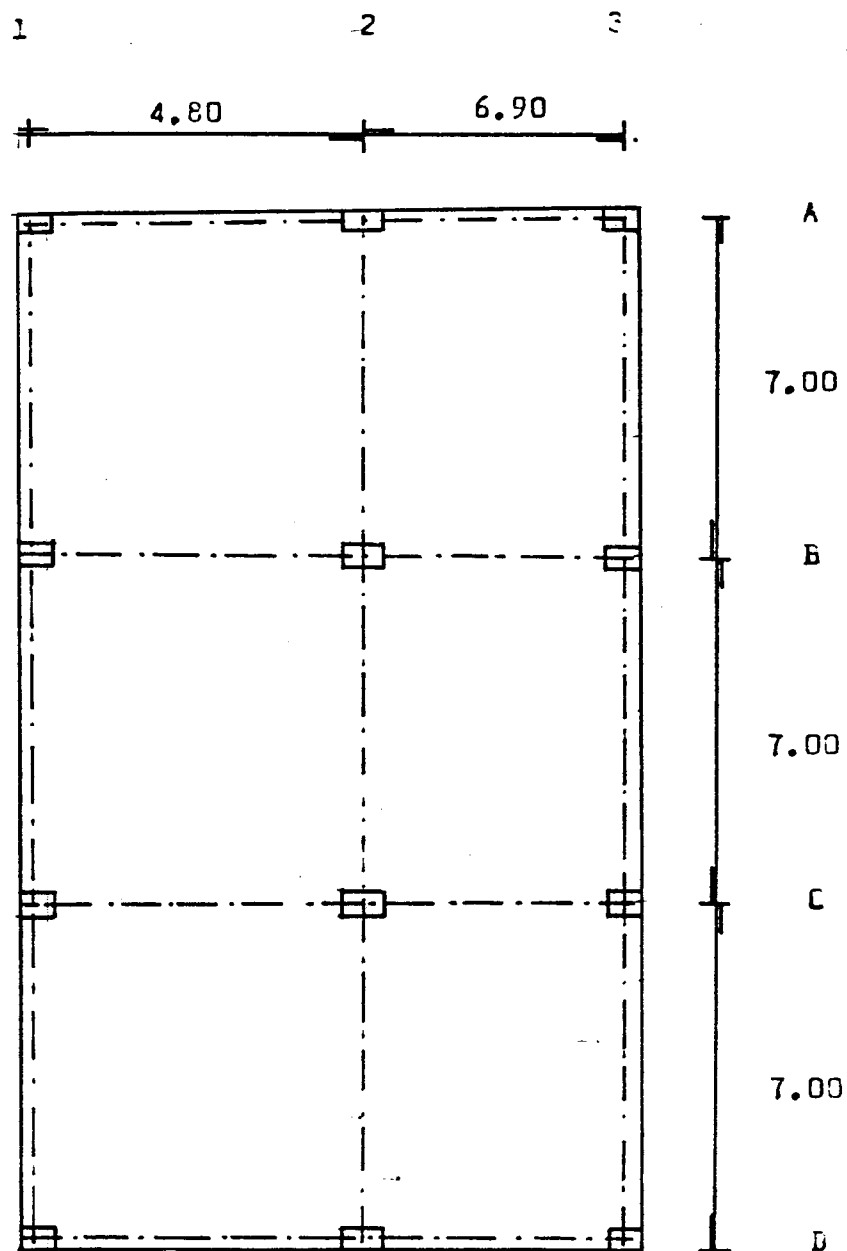


Fig. 32 Planta Tipe

			Azt.
			11
			10
			9
			8
			7
			6 ac 2.90m
			5
			4
			3
			2
			1
			PB

Fig. 33 Elevación

F-DEPFI
M0001
1985.

18048