



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS**

**L**as autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

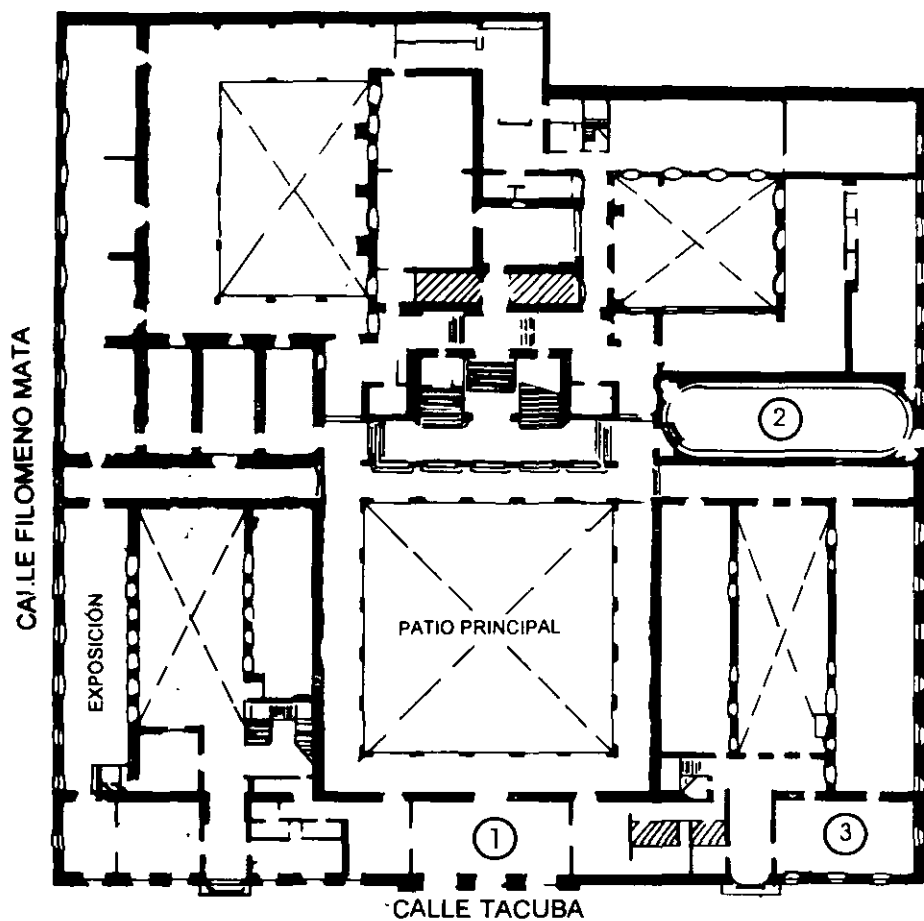
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

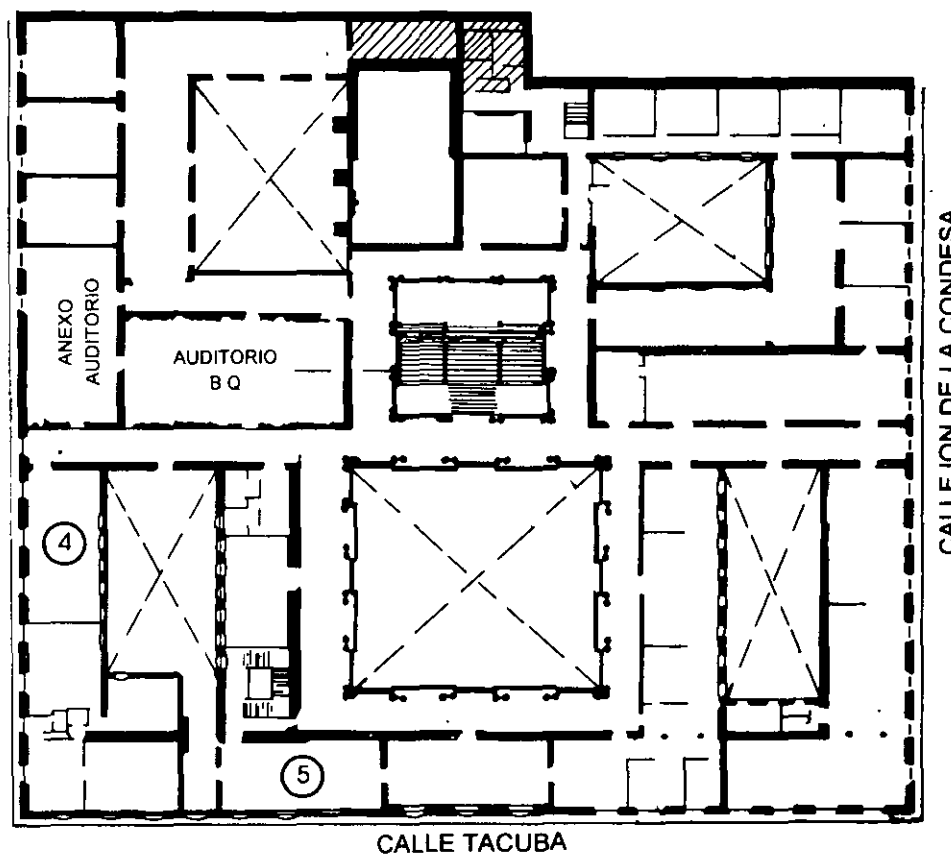
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente  
División de Educación Continua.**

# PALACIO DE MINERIA

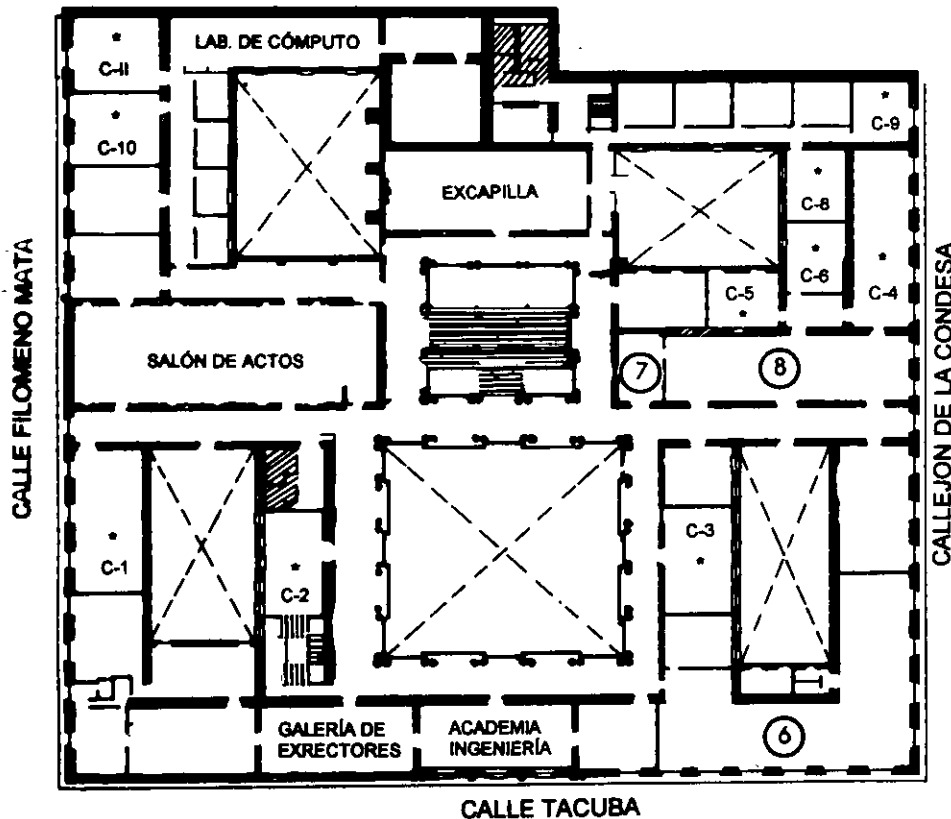


**PLANTA BAJA**



**MEZZANINNE**

# PALACIO DE MINERIA



**1er. PISO**

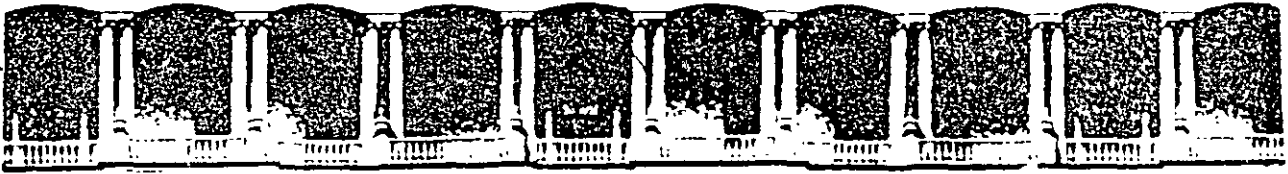
## GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
  2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
  3. LIBRERÍA UNAM
  4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
  5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
  6. OFICINAS GENERALES
  7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
  8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- \* AULAS



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.  
CURSOS ABIERTOS**





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**DIPLOMADO: GERENCIA DE PROYECTOS**

del 29 de enero al 22 de agosto de 1998

I. C. A.

**MATERIAL DIDACTICO**

Ing. Rafael Aburto Valdés  
Palacio de Minería  
1998

# DESIGN OF THE NATIONS BANK CORPORATE CENTER

JAVIER F. HORVILLEUR

*Walter P. Moore and Associates, Inc., 3131 East Side, 2nd Floor, Houston, Texas 77098-1919, USA*

## SUMMARY

The paper describes the structural design of Nations Bank Corporate Center. The topics addressed include the structural system selection process used during preliminary design. A complete description of the reinforced concrete frame is presented with emphasis placed on wind engineering, seismic design and the exterior frame gravity analysis. Differential shortening of core and exterior columns and compensation methods used during construction are presented. Temperature effects are also discussed. Finally, the tower foundation and value engineering changes which resulted in structural savings of over 1.6 million dollars are described. The paper is written for engineers not familiar with the design of Tall Buildings and aims to present in some detail the problems and solutions encountered in the structural design of Nations Bank Corporate Center.

## 1. INTRODUCTION

The Nations Bank Corporate Center is a 60 story, 870 ft high building located in the central business district of Charlotte, North Carolina. The building will be the tallest building in the southeast and will dominate Charlotte's skyline into the 21st century. From a heavy stone base, the building rises with curved sides and progressive setbacks culminating in a crown of silver rods symbolizing Charlotte's nickname, 'The Queen City.' The exterior surface will be reddish and beige granite and mirrored reflective glass, the granite piers narrowing at each setback. The building will serve as the Corporate Headquarters for Nations Bank.

The 1.2 million square foot Nations Bank Tower is part of the \$300 million complex in the block framed by Trade, Tryon, College and 5th Streets in downtown Charlotte. The complex also includes a performing arts center, landscaped plaza, 50 000 square feet of retail space and Founders' Hall, a 10 000 square foot open area which is predicted to become Charlotte's meeting place.

Nations Bank Corporation, Lincoln Property Co. and Charter Properties are jointly developing the project. Cesar Pelli & Associates are the Design Architects. HKS Inc. of Dallas is the Architect-of-Record and Walter P. Moore and Associates are responsible for the structural engineering of the entire complex. The general contractor is Charlotte-based McDevitt & Street. Construction for the building started in the summer of 1989. Completion is scheduled for the Spring of 1992. Figure 1 shows a typical tower floor.

## 2. STRUCTURAL SYSTEM SELECTION

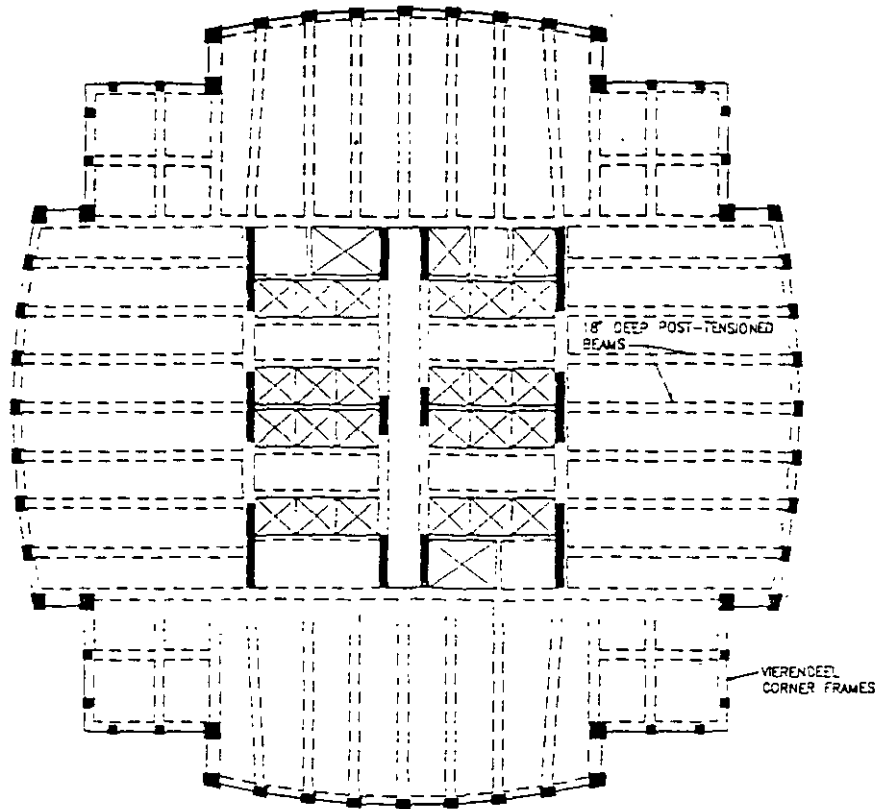
Walter P. Moore and Associates analysed a number of different feasible structural schemes before selecting—in concert with Nations Bank and the developer, the Lincoln Property

---

Parts of this paper have been or will be published in ACI Concrete International and PCA Engineered Concrete Structures and are reproduced here with their kind permission.

1062-8002/92/020075-44\$27.00

© 1992 by John Wiley & Sons, Ltd.



FLOOR FRAMING PLAN

Figure 1. Typical tower floor.

Company—an economical concrete frame. A reinforced concrete frame was selected because it met both the intricate geometric requirements of Architect Cesar Pelli and the demands of the developer for economy. Shallow post-tensioned concrete floors were used to span the 48 ft lease depths and to achieve the desired 12'8" floor-to-floor heights. The 830 ft all-concrete tower will be the third tallest all-concrete building anywhere. Only Water Tower Place and the South Wacker Tower, both in Chicago will be taller.

The structural system selection followed an intensive four phase scheme development process. This process has been used successfully in structural system selection for many other high-rise buildings.

The purpose of the structural scheme selection process is not only limited to finding the most economical structural system, but to finding the system that best responds to the overall building goals. Non-structural parameters such as impact on leasing, column sizes and locations, shear wall drop-offs, construction duration, floor-to-floor heights, fire rating and integration with mechanical systems are also considered. The entire team participated in the selection process. The four phase process is described below.

### 2.1. Phase I—*In-house brainstorming*

In this initial phase, every single workable structural scheme is identified. Rough sketches are prepared to describe the different structural systems. All possibilities are discussed with the design team. The goal in this phase was to identify all possible structural schemes for the given building geometry and height.

A total of over 60 schemes were defined for Nations Bank and 38 schemes were identified by the design team for Phase II evaluation.

### 2.2. Phase II—*Feasibility evaluation*

The purpose of the second phase of the study is rapidly to evaluate the most appropriate structural schemes with regard to non-structural system parameters such as column locations, impact on building leaseability and aesthetic considerations. Typical floor plans are prepared to show the highlights of each scheme. The study is divided into concrete schemes and steel-composite schemes. Different lateral load resisting systems and floor framing systems are investigated. For the Nations Bank Tower, a total of 10 different floor framing and four lateral load systems were identified for the concrete schemes. Three floor systems and four lateral load resisting systems are evaluated for the steel-composite schemes. This information is presented in matrix form in Figures 2 and 3. The floor framing schemes are shown on the vertical axis and the lateral schemes on the horizontal axis. The floor schemes and lateral schemes which are compatible with each other are indicated in the matrix. Again, as in Phase I, the entire team evaluates each scheme and the ones that 'don't work' are discarded. Six all-concrete schemes and four steel-composite schemes are selected for further study.

### 2.3. Phase III—*Conceptual studies*

The goal of the third phase of the study is to identify the schemes which best satisfy all the building criteria. The different schemes are documented in more detail. Structural member sizes are identified and detailed coordination with the architects and mechanical engineers begins. Figures 4 and 5 show examples of typical floor framing plans for one of the concrete schemes and one of the steel-composite schemes studied. The advantages and disadvantages of the proposed schemes are discussed with the owner, the developer, the architects and the Mechanical, Electrical and Plumbing engineers. Seven schemes are identified for comparative pricing in the final phase of the study.

### 2.4. Phase IV—*Cost and time comparison*

In the final phase of the selection study, preliminary pricing documents are prepared for each scheme under consideration. In the Nations Bank project, the different structural schemes are priced by several national contractors. A total of four all-concrete schemes and six steel-composite schemes are priced. A brief description of each scheme is as follows.

#### (a) *Concrete scheme C1*

1. Reinforced concrete perimeter tube with high strength concrete columns at 10'0" centers and high strength concrete spandrel beams.
2. Mild reinforced concrete haunch beams at 10'0" centers.
3. Lightweight concrete floor system.

		LATERAL LOAD SYSTEMS				
		'A' CONCRETE PERIMETER TUBE COLUMNS AT 10'-0" O.C.	'B' CONCRETE CORE SHEARWALL & PERIMETER FRAME COLUMNS AT 10'-0"	'C' CONCRETE CORE SHEARWALL & PERIMETER FRAME COLUMNS AT WIDE SPACING	'D' CONCRETE CORE SHEARWALL & PERIMETER FRAME COLUMNS AT 20'-0"	
FLOOR FRAMING SYSTEMS	'1'	CONCRETE BEAM/SLAB- MILD REINF. BEAMS AT 10'-0" O.C.	X	X	X	X
	'2'	CONCRETE HAUNCH BM/SLAB - MILD REINF BEAMS AT 10'-0" O.C.	X	X	X	X
	'3'	CONCRETE PAN JOIST- MILD REINF JOISTS AT 8'-2" O.C.	X	X	X	X
	'4'	HAUNCH GIRDER/JOIST-MILD REINF JOISTS AT 8'-0" O.C.	N/A	N/A	X	N/A
	'5'	CONCRETE BEAM/SLAB- P/T BEAM BEAMS AT 10'-0" O.C.	X	X	X	X
	'6'	CONCRETE PAN JOISTS- P/T JOISTS JOISTS AT 8'-2" O.C.	X	X	X	X
	'7'	CONCRETE GIRDER/JOISTS- MILD REINF JOISTS AT 8'-0" O.C.	N/A	N/A	X	N/A
	'8'	CONCRETE HAUNCH BM/SLAB-MILD REINF. BEAMS AT 20'-0" O.C.	N/A	N/A	N/A	X
	'9'	CONCRETE HAUNCH BM/SLAB- P/T BEAM BEAMS AT 20'-0" O.C.	N/A	N/A	N/A	X
	'10'	CONCRETE HAUNCH BM/SLAB- P/T BEAM BEAMS AT 10'-0" O.C.	X	X	N/A	N/A

Figure 2 Matrix concrete schemes



	LATERAL LOAD SYSTEMS				
		'A' SLIPFORMED OR JUMP FORMED COMPOSITE CORE SHEARWALL	'B' COMPOSITE PERIMETER TUBE	'C' PERIMETER STRUCTURAL STEEL TUBE	'D' PERIMETER STRUCTURAL STEEL TUBE WITH COMPOSITE COLUMNS
FLOOR FRAMING SYSTEMS	'1' STEEL COMPOSITE BEAMS AT 10'-0" O.C.	X	X	X	X
	'2' HAUNCHES STEEL COMPOSITE BEAMS AT 10'-0" O.C.	X	X <sup>Ⓢ</sup>	X	X <sup>Ⓢ</sup>
	'3' COMPOSITE STEEL TRUSS BEAMS AT 10'-0" O.C.	X	X	X	X

Ⓢ REQUIRES STEEL COMPOSITE FLOOR BEAMS TO BE SHORED UNTIL COMPOSITE PERIMETER COLUMNS ARE POURED.

Figure 3. Matrix steel schemes

4. Structural depth: 18" except at haunches.
5. Minimum floor-to-floor height based on 9'0" ceiling is 12'8".

(b) Concrete scheme C2

1. Reinforced concrete perimeter tube with high strength concrete columns at 10'0" centers and high strength concrete spandrel beams.
2. Post-tensioned concrete beams at 10'0" centers.
3. Lightweight concrete floor system.
4. Structural depth: 18" typical (no haunches).
5. Minimum floor-to-floor height based on 9'0" ceiling is 12'8".

(c) Concrete scheme C3

1. Reinforced concrete perimeter tube with high strength concrete columns at 10'0" centers and high strength concrete spandrel beams.
2. Post-tensioned concrete beams at 20'0" centers.
3. Normal weight concrete floor system.
4. Structural depth: 22" typical (no haunches).
5. Minimum floor-to-floor height based on 9'0" ceiling is 12'10".

(d) Concrete scheme C4

1. Reinforced concrete core shear wall.
2. Exterior columns at 20 ft centers.
3. Post-tensioned concrete beams at 20 ft centers.

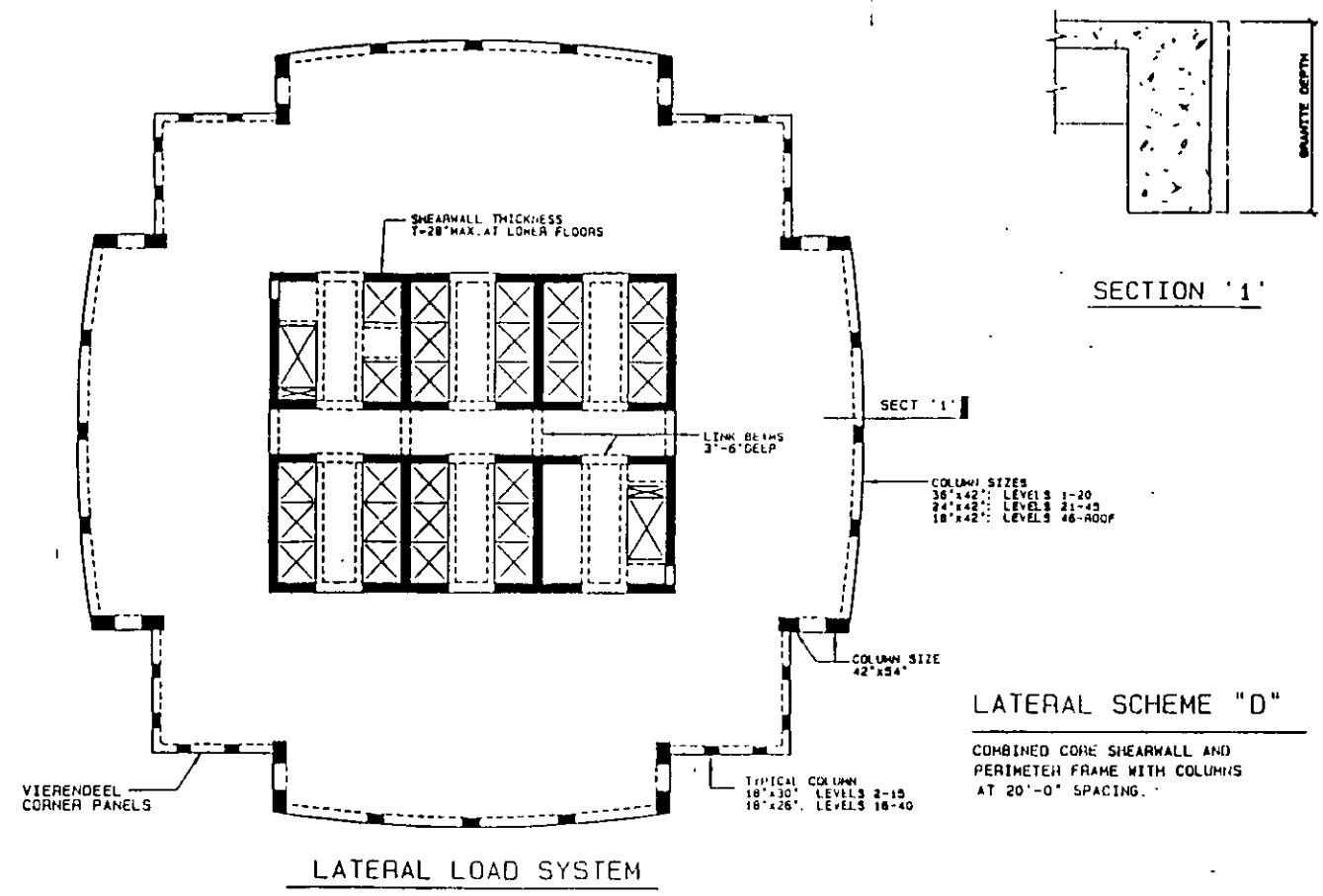


Figure 4. Floor plan concrete scheme

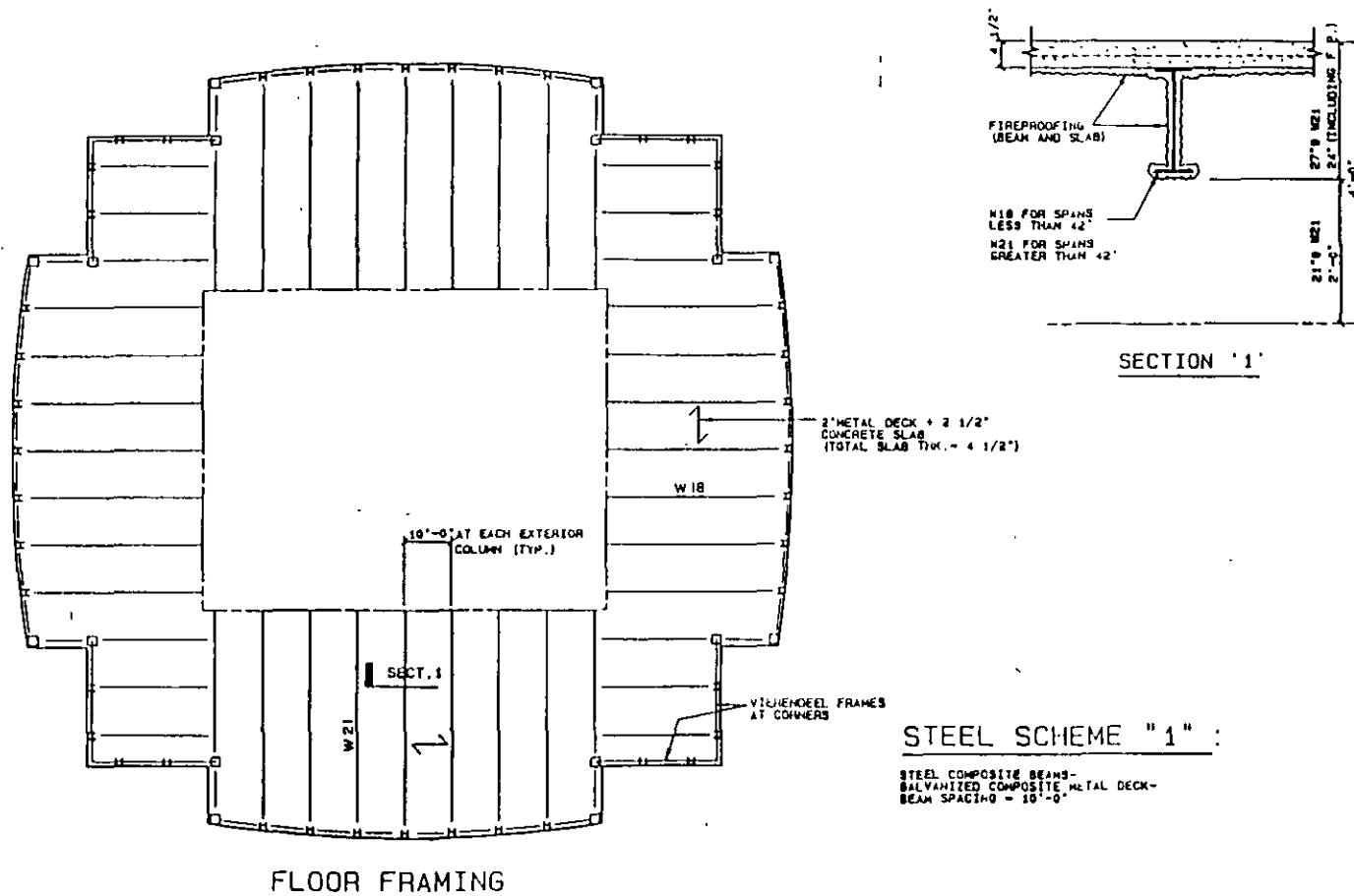


Figure 5 Floor plan steel scheme

4. Normal weight concrete floor system.
5. Structural depth 22" typical (no haunches).
6. Minimum floor-to-floor height based on 9'0" ceiling is 12'10".

(e) *Steel composite scheme S1*

1. Exterior perimeter composite tube with high strength concrete composite columns on 10'0" centers and structural steel spandrel beams.
2. Steel columns in core. All floor framing in core is 'simple framing' with Type 2 connections.
3. Floor system: 2-5" thick normal weight concrete slab on 2" deep, 19-gage galvanized composite metal deck. Total slab thickness = 4-5". All floor beams and deck require fireproofing (UL Design No. D832, 3-Hour).
4. Composite beams in core and building corners.
5. Scheme S1-A composite steel beams. Floor-to-floor height = 13'3".  
Scheme S1-B composite steel trusses. Floor-to-floor height = 12'8".

(f) *Steel-composite scheme S2*

1. Exterior reinforced concrete perimeter tube with high strength concrete columns on 10'0" centers and high strength concrete spandrel beams.
2. Steel columns in core. All floor framing in core is 'simple framing' with Type 2 connections.
3. Floor system: 2-5" thick normal weight concrete slab on 2" deep, 19-gage galvanized composite metal deck. Total slab thickness = 4-5". All floor beams and deck require fireproofing (UL Design No. D832, 3-Hour).
4. Composite beams in core and building corners.
5. Scheme S2-A composite steel beams. Floor-to-floor height = 13'3".  
Scheme S2-B composite steel trusses. Floor-to-floor height = 12'8".

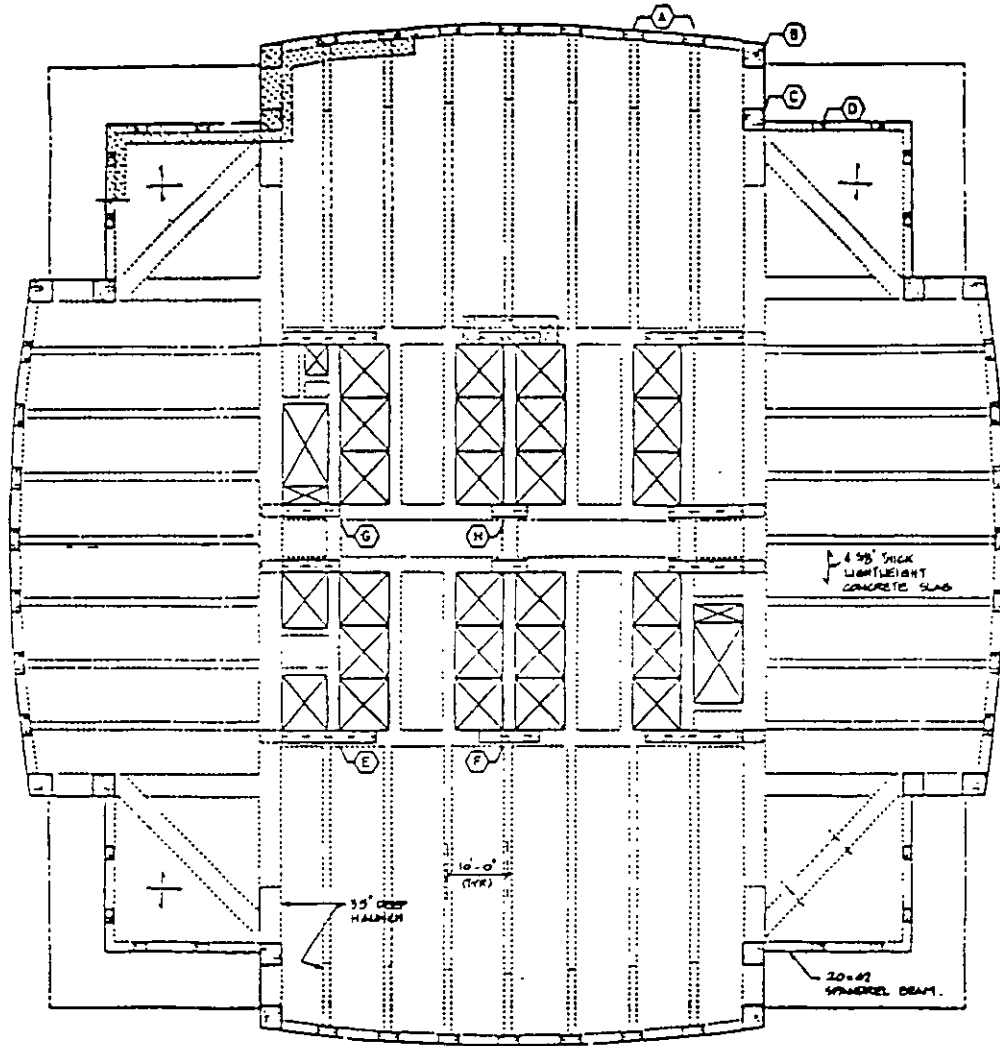
(g) *Steel composite scheme S3*

1. Reinforced concrete slip-formed shear wall.
2. Steel perimeter columns at 10'0" centers.
3. Floor system: 2-5" thick normal weight concrete slab on 2" deep, 19-gage galvanized composite metal deck. Total slab thickness = 4-5". All floor beams and deck require fireproofing (UL Design No. D832, 3-Hour).
4. Composite beam in core and building corners.
5. Vierendeel tree columns at building corners.
6. Scheme S3-A composite steel beams. Floor-to-floor height = 13'3".  
Scheme S3-B composite steel trusses. Floor-to-floor height = 12'8".

Typical floor plans for each scheme are shown in Figures 6 through 12. The preliminary information furnished to the contractors included member size schedules, concrete strengths, reinforcing and structural steel quantities (in pounds per square foot) and preliminary foundation design. Fireproofing, floor-to-floor height, method of skin attachment and construction time were also considered in the pricing exercise.

The results of the normalized cost comparison are shown graphically in Figure 13. Note that, on the average, the reinforced concrete schemes were significantly more economical than the steel-composite schemes. Based on this, it was decided to select an all-concrete frame. The relative cost of the different concrete schemes is present in Table I.

The cost of the concrete schemes after correction for the cost of money is shown graphically



CONCRETE SCHEME 'C1' MAJNCH BEAMS

Figure 6. Scheme C1 floor plan

in Figure 14. Scheme C2 was selected as the preferred structural system. It is interesting to note that scheme C4 was the most economical, but C2 was chosen because it was the scheme which best satisfied the overall building goals. A major factor in the selection of Scheme C2 over C4 was that the developer felt the exterior column sizes in Scheme C-4 would make it difficult to lay out offices along the outside wall. The shear walls in scheme C4 also affected the leaseability of the upper floors. Note that it was the shorter construction time (cost of money) which made Scheme C4 more economical than C2.

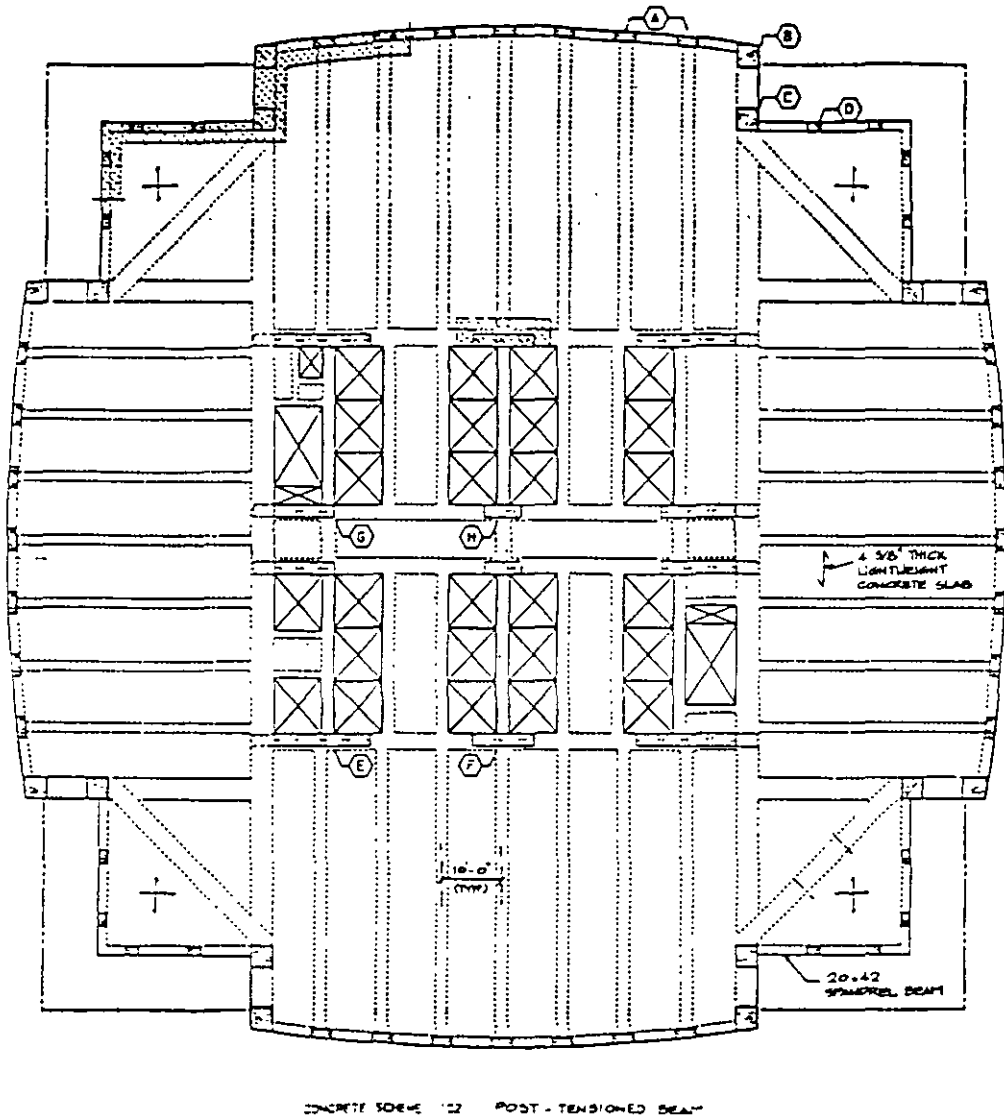
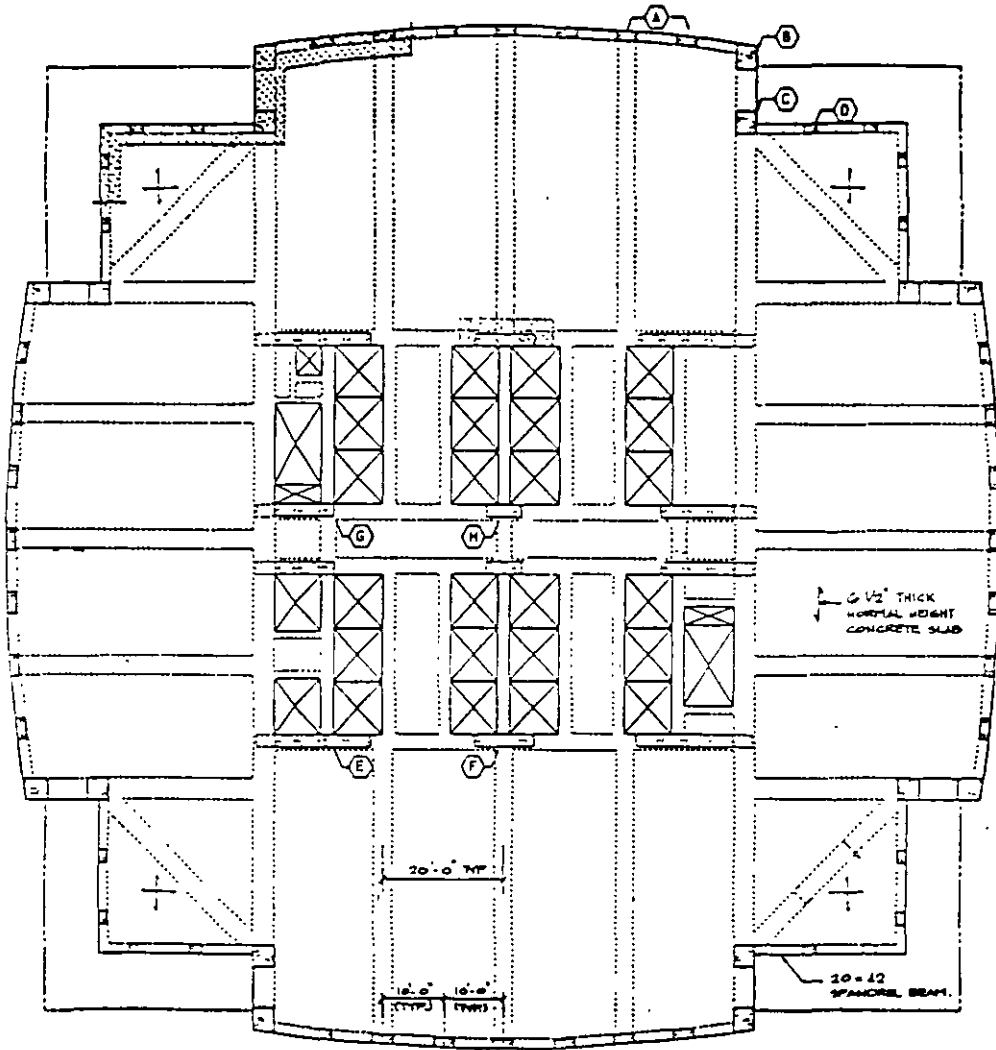


Figure 7. Scheme C2 floor plan

### 3. STRUCTURAL SYSTEM DESCRIPTION

The selected all-concrete Scheme C2 consists of a reinforced concrete perimeter tube structure with columns spaced on 10 ft centers. The perimeter frame utilizes normal weight concrete with strengths ranging from 8000 psi to 6000 psi. The external tube was selected because it was the most efficient lateral load resisting system. The tube also proved to be an economical method of dealing with the many setbacks and column transfers imposed by the building architecture. The floor system consists of a  $4\frac{3}{8}$ " thick lightweight concrete slab spanning to 18" deep post-tensioned beams. The post-tensioned beams are spaced on 10 ft centers and span as much as 48 ft. The 48 ft span provides column-free lease space from the core to the perimeter. The



CONCRETE SCHEME 'C3' POST-TENSIONED BEAM

Figure 8. Scheme C3 floor plan

shallow structural depth allowed the use of 12'8" floor-to-floor height resulting in additional savings in skin cost. Lightweight floor concrete was selected to minimize the building weight and to achieve Charlotte's unusual requirements for 3 hr fire separation. A normal weight concrete slab would need to be 6" thick in order to provide the fire separation, substantially increasing not only the building weight but also the floor-to-floor height.

All lateral loads are resisted by the external frame. The floor framing and core columns were sized for gravity loads. Lateral load moments imposed by compatibility of deformation with the exterior frame were found to be insignificant. The core columns were shaped to be wall-like.

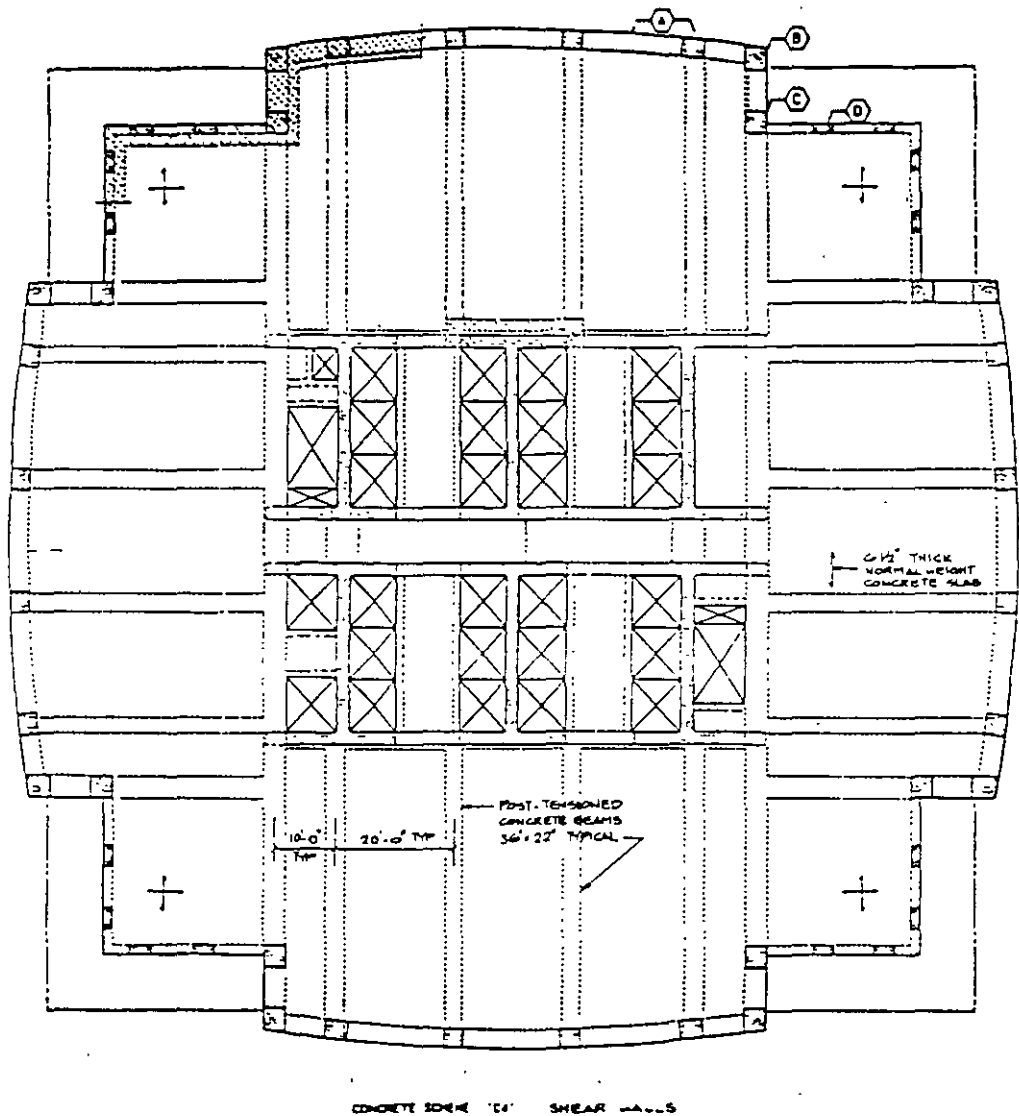
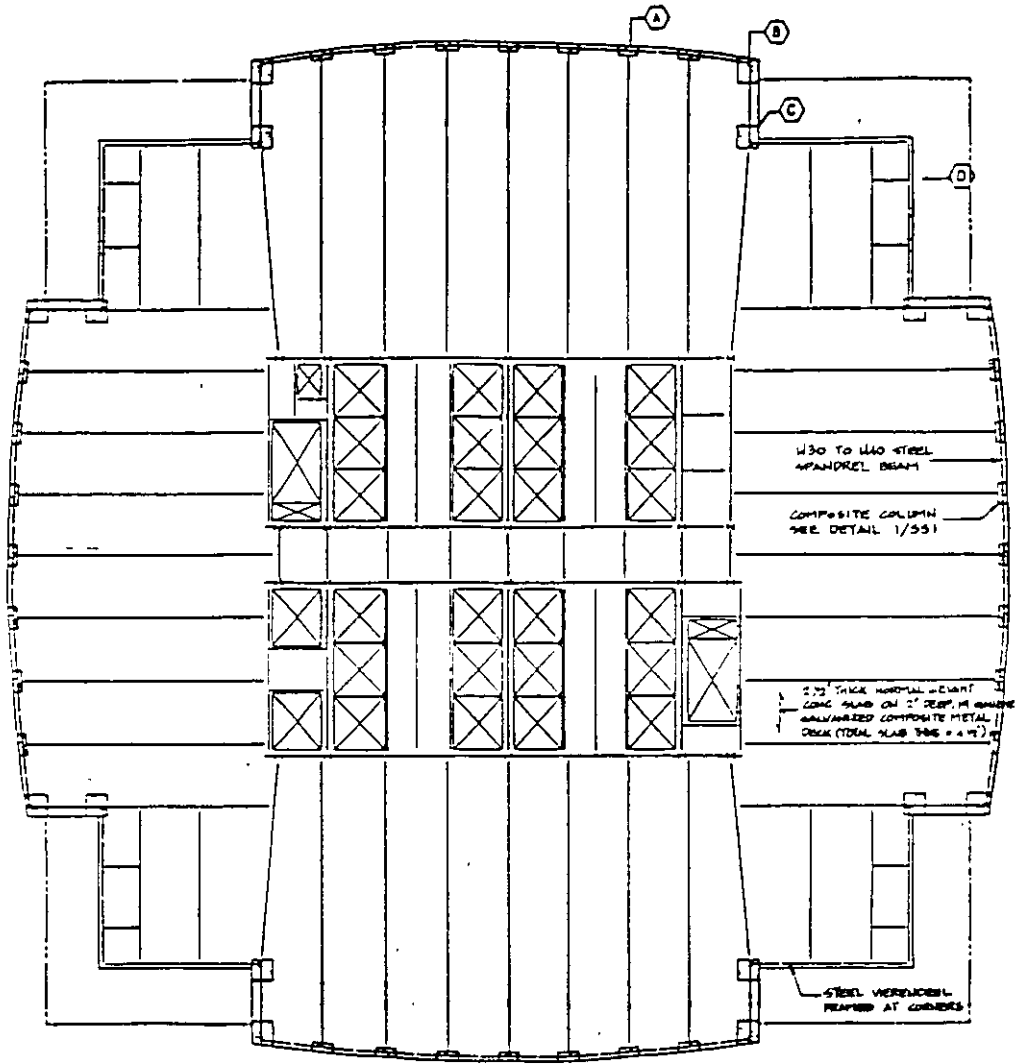


Figure 9. Scheme C4 floor plan

Column sizes ranged from 2 ft × 18 ft at the lower level to 2 ft × 3 ft at the top of the building. The wall-like column shapes integrated very well with the building core.

At the request of the developers, the floor system was originally designed to support an unreduced live load of 100 pounds per square foot. Live loads were reduced in the design of columns and foundations. The use of lightweight concrete in the floors and higher strength normal weight concrete in the spandrel beam required puddling of the normal weight concrete around the building perimeter. Lightweight concrete in the exterior tube frame was undesirable because of its reduced shear capacity and modulus of elasticity. Also, increased creep, shrinkage and elastic shortening of the exterior columns was a concern. Puddling of the exterior frame





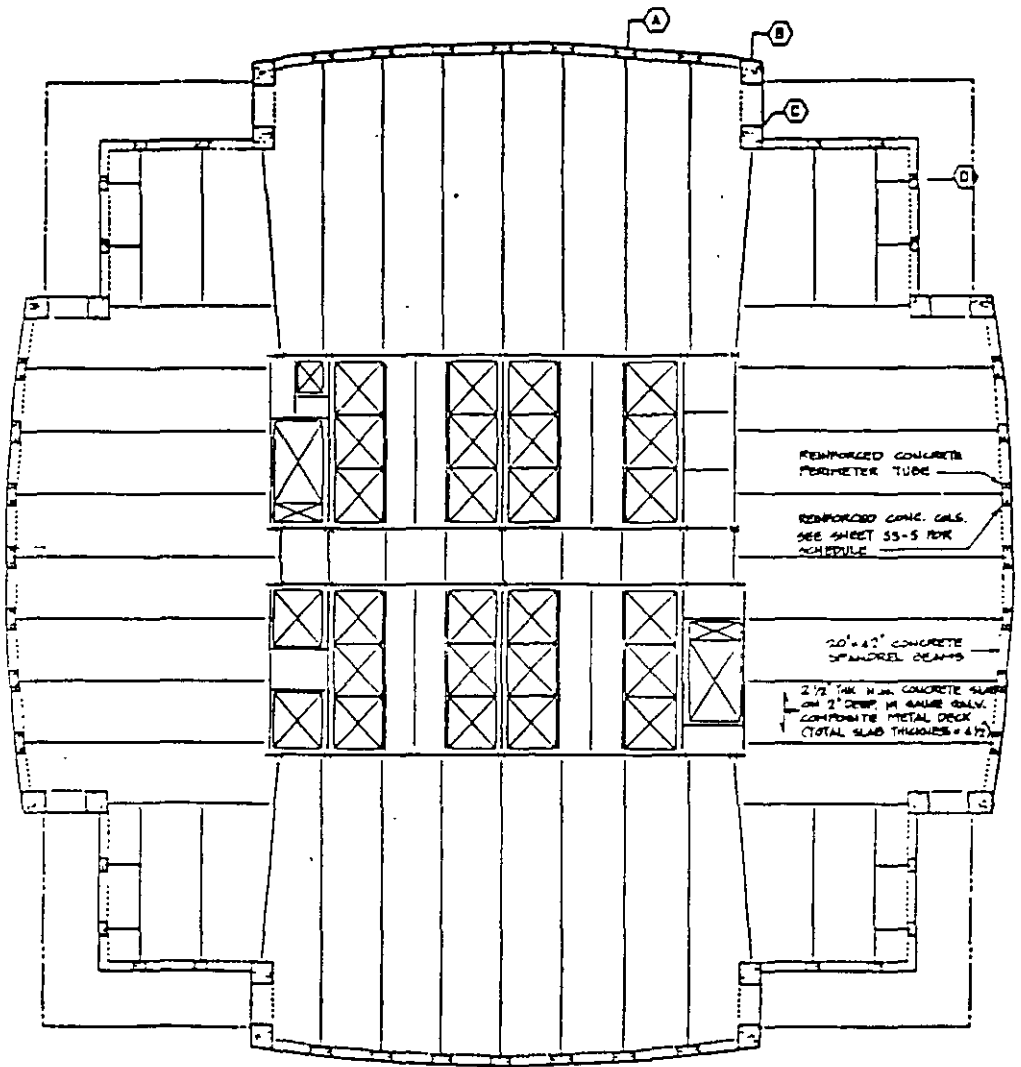
TYPICAL FLOOR FRAMING PLAN LEVELS 13 - 43  
COMPOSITE TYPE

Figure 10. Scheme S1A-S1B floor plan

concrete required careful coordination of the normalweight and lightweight concrete pours. Puddling was successfully carried out throughout the construction without any problems. A section through a typical spandrel beam is shown on Figure 15.

#### 4. LATERAL ANALYSIS

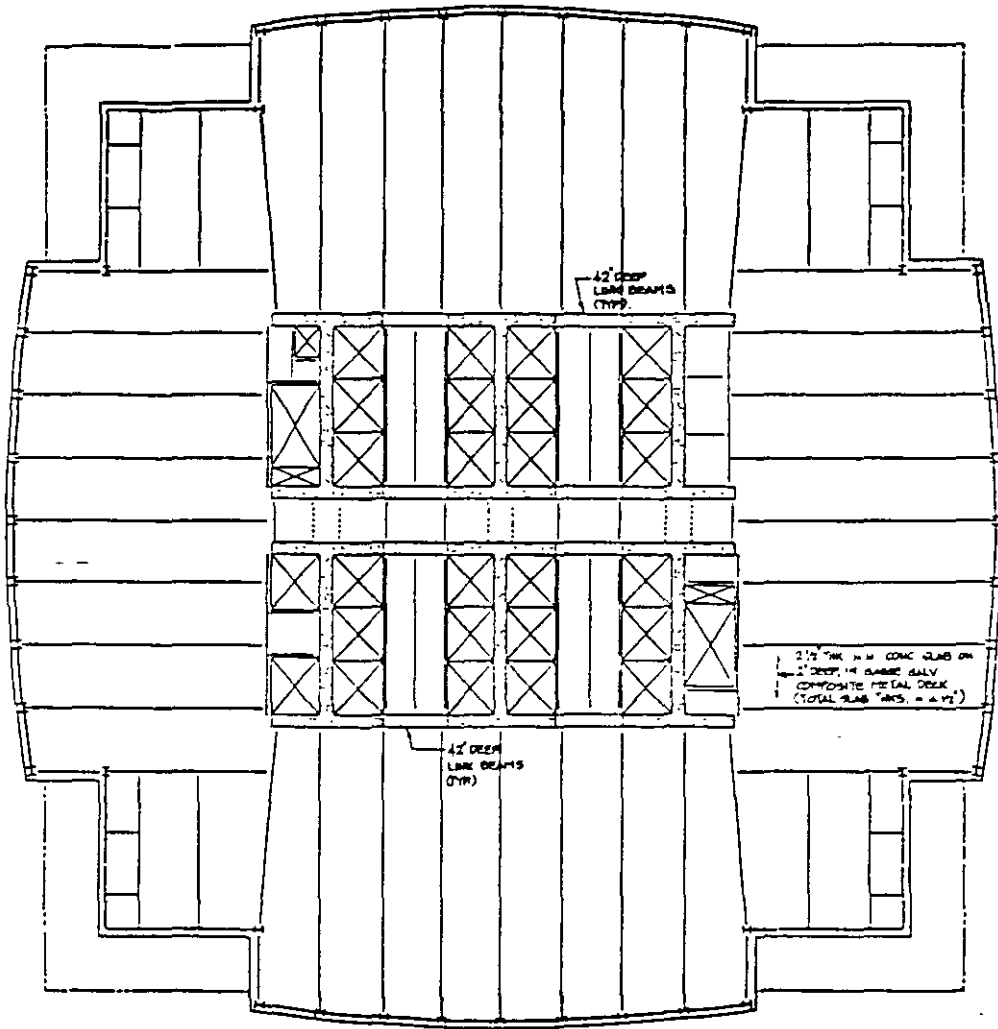
The lateral load resisting system of the Nations Bank Tower consists of an external concrete frame with closely spaced columns and a 40" deep perimeter spandrel beam. Typical column sizes



TYPICAL FLOOR FRAMING PLAN LEVELS 13 - 43  
CONCRETE TUBE

Figure 11. Scheme S2A-S2B floor plan

range from  $24" \times 38"$  at the lower floors to  $24" \times 24"$  at the top. From the basement to Level 13 the frame is a continuous concrete tube all around the perimeter. Every other exterior column is transferred at Level 6. The first exterior wall setback occurs at all four corners of Level 13. From Level 13 through 43, the lateral system consists of four perimeter frames connected to each other by corner viereendeel frames. The purpose of the corner viereendeels was to force tube behavior and to stiffen the 25 ft long corner cantilevers. The corner viereendeels are 30 stories deep and contain  $24" \times 24"$  concrete columns spaced on 10 ft centers. Above Level 43, the lateral load resisting system consists of four independent exterior viereendeel frames. The four building



TYPICAL FLOOR FRAMING PLAN LEVELS 3 - 43  
CONCRETE CORE WALL

Figure 12. Scheme S3A-S3B floor plan

faces set back 10 ft at Levels 48 and 56. These setbacks create a discontinuity in the lateral load resisting system resulting in very high diaphragm forces at Levels 48 and 56. Special diaphragm slab reinforcement was provided at those levels.

Figure 16 shows an elevation of the exterior frame. The corner vierendeels were found to be very efficient in forcing tube behavior. Figure 17 shows the relative magnitude of the web and flange Level 20 column axial stresses under lateral loads. The shear lag is relatively small. Figure 18 shows the percentage of overturning moment taken by the flange and web columns. Above Level 43, the web columns take 100% of the overturning moment. At Level 43, the corner vierendeel starts, and the flange columns are very rapidly mobilized. At Level 28 the moment

Table I. Relative costs

Construction cost only	
Scheme C1:	1.02
Scheme C2:	1.00 Most economical
Scheme C3:	1.05
Scheme C4:	1.08
Total cost including construction time (construction time shown in brackets)	
Scheme C1:	1.12 (638 days)
Scheme C2:	1.06 (602 days) Selected
Scheme C3:	1.02 (525 days)
Scheme C4:	1.00 (488 days) Most economical

SCHEME

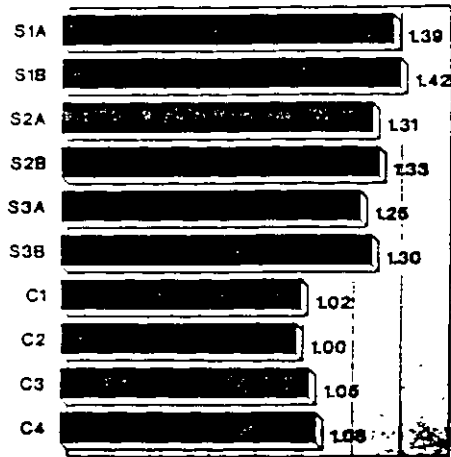


Figure 13. Frame cost normalized

SCHEME

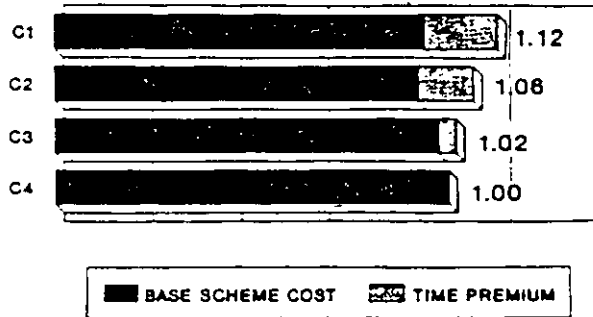


Figure 14. Concrete scheme cost comparison

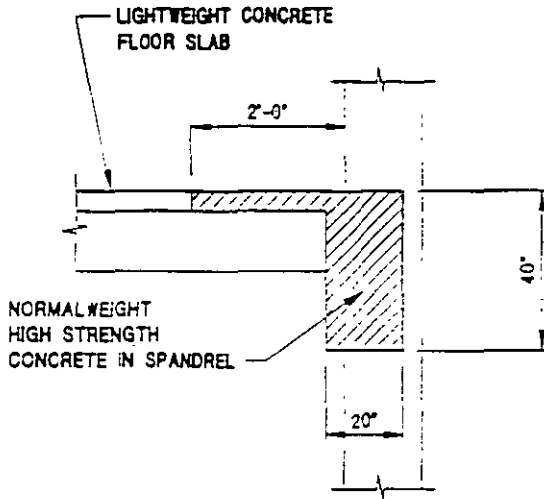


Figure 15 Spandrel beam section, normal weight, concrete puddling

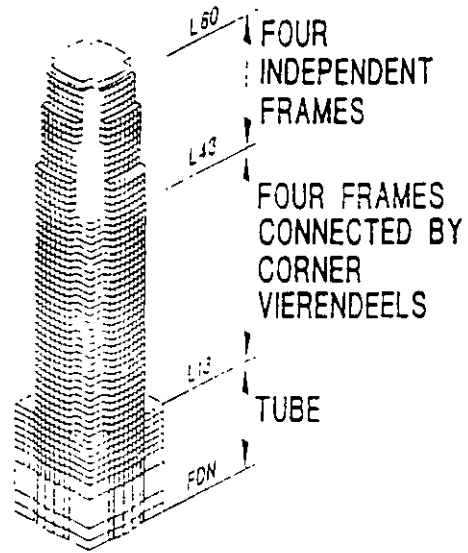


Figure 16 Exterior frame elevation

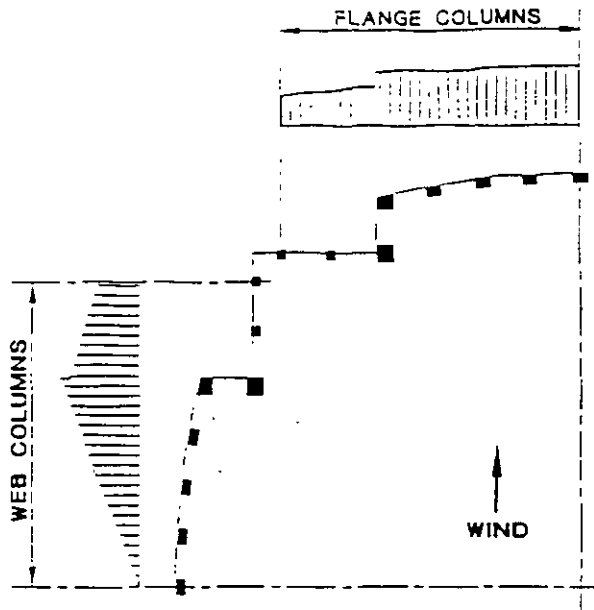


Figure 17. Column axial stress distribution

carried by the web and flange columns is the same. On the lower levels, the flange columns take most of the overturning moment indicating good tube behavior. This efficient distribution of axial forces prevented net tension on any column under lateral loads. All columns were always in compression under all load conditions. The exterior tube provided a very stiff structure with member sizes controlled by a strength as opposed to stiffness.

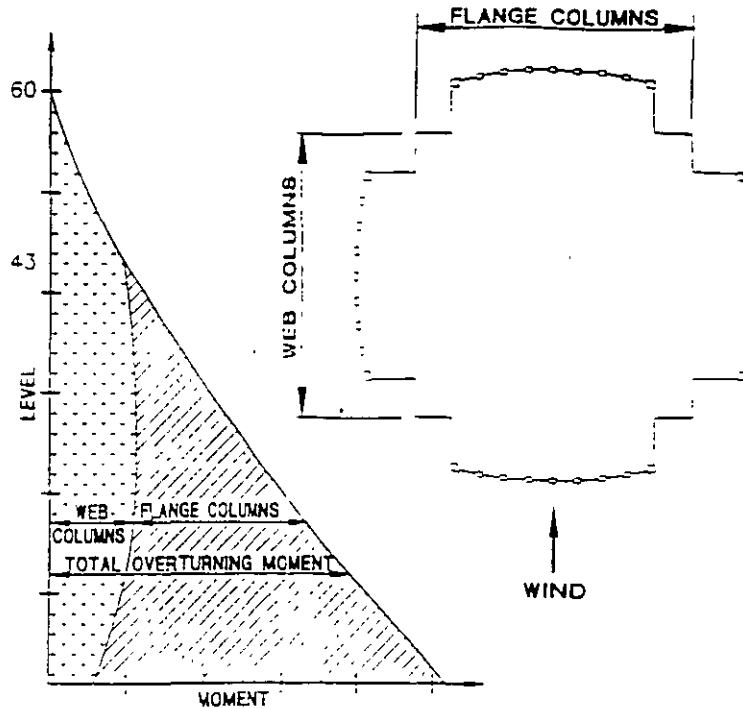


Figure 18. Building overturning moment distribution

The lateral analysis was performed using the ETABS computer program. A three dimensional model of the structure was created. The analysis included axial, shear and flexural deformations. Beam column joints were considered as rigid in shear and flexure. A P-Delta analysis was conducted to compute second order moments and shears. Floor diaphragms were assumed rigid in the plane of the floor. Beam axial deformations were ignored.

In tall building design, it is important to understand that drift under lateral loads consists of two very different components, the 'flexural' component and the 'shear or racking' component. The flexural component is a result of column axial strains and is analogous to the bending deflection of a cantilever column. The 'shear or racking' component is a result of local column and beam bending strains, columns and beam shear strains and deformations in the panel zone. In the Nations Bank Tower, column axial strains accounted for 47% of the total drift. The remaining 53% of the drift was due to shear and flexural strains on the beams and columns as well as deformations of the beam column panel zone. The contribution of the different components to the total building drift is approximately shown in Table II.

It should be noted that beam shear strains, column shear strains and panel zone deformations account for 30% of the total building drift and 57% of the racking component of building drift. Shear and panel zone deformations are very significant in tube structures and must always be considered in analysis. Figure 19 shows graphically the contribution of the different components to total drift.

Knowing the contribution of the different elements to the total building deflection can be very useful in the drift optimization of tall structures. In the Nations Bank Tower, column deformations (axial, bending and shear) account for 73% of the total drift. If stiffening of the tower were required, it would be obviously more efficient to increase column sizes than beam sizes.

Table II

Category	Percentage of total drift
Column axial strains	47
Column bending strains	14
Beam bending strains	9
Column shear strains	5
Beam shear strains	6
Panel zone deformation	19

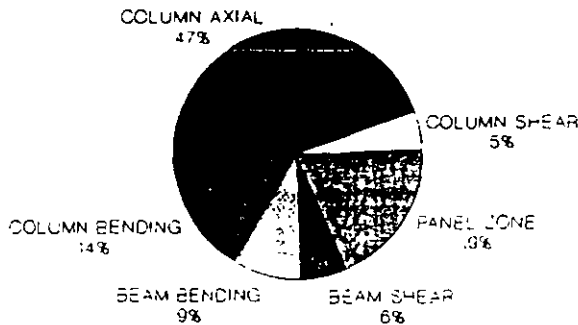


Figure 19. Components of drift

It is also of interest to realize that, for a tube structure, only the 'shear or racking' component of the drift needs to be considered in the detailing of the cladding. The 'flexural' component of the drift is a result of the overall building bending as a cantilever and does not affect the cladding. Vertical racking, resulting from the differential axial strains of adjacent columns should also be considered.

On the average, P-Delta effects increased wind shear and moments in the exterior frame by 8%. The P-Delta analysis was carried out using cracked flexural properties and ultimate gravity loads. Beam and column cracked properties were approximated as 50% of gross moments of inertia ignoring reinforcement. Column axial and shear areas were not modified.

## 6. WIND ANALYSIS

The Nations Bank Tower was designed for a basic wind speed (fastest-mile) of 80 m.p.h. at 10 m above ground. The 80 m.p.h. wind speed is a requirement of the North Carolina State Building Code. A boundary layer wind tunnel study was conducted. The wind tunnel study included a force balance test, a surface pressure study and a pedestrian level wind study. The surface pressure study is conducted on a rigid model and its purpose is to predict surface pressures for use in the design of the building cladding. The purpose of the pedestrian level study is to predict the wind environment at street level and compare the expected wind velocities with pedestrian comfort criteria. The force balance test, also referred to as a structural load study was conducted in order to obtain wind loads to be used in the design of the structural frame and to predict wind induced accelerations at the top floors. The force balance test utilizes a rigid scale model

of the tower mounted on a flexible balance located at the base and at the center of stiffness of the tower. Mean and dynamic overturning and torsional moments as well as shear forces are measured at the base of the model for all the different wind directions tested. The structural engineer provides the wind tunnel consultant with the tower periods of vibration and the floor-by-floor mass distribution of the building. The dynamic loads measured at the base are used in a mathematical model of the structure to compute the building dynamic response. The results of this analysis provide floor-by-floor mean and dynamic lateral loads about both axes.

Mean and dynamic torsional loads at each level are also calculated. The structural loads are calculated for each of the wind directions tested and the most critical directions are used in the design of the building frame.

Some of the advantages of the wind tunnel approach over using code-specified wind loads are as follows.

- (a) The wind tunnel approach takes into consideration the building shape. Code specified pressures are typically applied to the projected area of the building. Code pressures are more appropriate for when the wind direction is perpendicular to the structure. Using code pressures for the evaluation of diagonal wind or on complex building shapes usually results in an overestimation of wind forces.
- (b) Code pressures do not take into account site-specific aspects such as surrounding buildings or local terrain features. Most codes prohibit reduction of wind pressures due to shielding by adjacent structures. Experience has shown that it is not always conservative to ignore the influence of adjacent buildings. This is particularly true when the structure being analysed is tall, slender and dynamically sensitive. Adjacent buildings will sometimes deflect the wind in the direction of the structure resulting in increased wind loads. The frequency of the deflected wind gusts may be such that it results in significant dynamic excitation of the structure in question. This phenomena has been observed on several structures in downtown Houston, where adjacent buildings resulted in a significant increase of the dynamic response of the building being tested.
- (c) Code procedures require that the design wind speed be assumed to act on the building from all directions. The wind tunnel procedure considers wind directionality. For example, on the Nations Bank project, the most frequent occurrence of strong winds is from the northwest. Basic velocity pressures for winds from the northeast and southeast are significantly smaller. Wind velocity pressures from the southeast are only one half of the velocity pressures from the northwest. Consideration of wind directionality can result in substantial structural economies.
- (d) The wind tunnel procedure makes it possible to predict floor-by-floor torsional loads accurately. Code pressures are typically applied in the center of the exposed area. Some codes, such as the Houston Building Code, include provisions for the consideration of eccentric application of wind loads, but these provisions are empirical and may not be adequate for all structures.
- (e) Most building codes specify gust factors to be applied to the mean basic velocity pressure to account for the gustiness of wind. Some codes have procedures to calculate modified gust factors which include the dynamic amplification associated with the building response in the direction of the wind. These methods have questionable validity for complex shape structures and do not consider the effect of adjacent buildings, terrain features or wind directionality. Also, reliable analytical methods are not presently available to predict the across-wind and torsional response of flexible structures. The across-wind is the predominant response in most tall flexible buildings. The wind tunnel force balance test



makes it possible to predict, with confidence, the dynamic response of the structure in both principal directions as well as the torsional response.

- (f) The force balance test and following analytical procedures are also used to predict expected wind induced acceleration of the top levels of the building. These accelerations are compared with accepted values, and potential occupant comfort problems are assessed. Sometimes it is necessary to stiffen the structure to bring accelerations down to acceptable levels.

The use of wind tunnel force balance tests results in significant economies in the design of the Nations Bank Tower. Wind loads obtained from the wind tunnel were substantially smaller than code wind loads.<sup>5</sup>

Figure 20 shows a comparison between the equivalent static pressure from the wind tunnel for the worst direction, and the wind pressure obtained from ANSI A58.1-1982. The equivalent static pressure at the top of the building is approximately one half that of ANSI. This significant reduction in wind load was attributed to the shape of the building, wind directionality, shielding by adjacent structures and the fact that the structure consists of a stiff reinforced concrete frame with relatively high damping. The relatively high damping and stiffness of concrete buildings makes them less sensitive to dynamic excitation than more flexible all-steel buildings. The dynamic forces on all-steel building having the same period of vibration would have been 40% larger than those of the all-concrete building. The reason for this increase in loads is that the dynamic forces are proportional to the inverse of the square root of the damping. A damping value of 2% is normally used for concrete buildings, whereas a value of 1% is used for all-steel buildings.

The building translational period was approximately 5 s in both directions. A damping of 2% was assumed in the dynamic analysis of the tower. The torsional period was estimated at 2.4 s. On average, the interstory drift under design wind loads was H/700.

The most critical base shear and overturning moments on the Nations Bank Tower were due to the along-wind response. The across-wind response was also very significant and was almost of the same magnitude as the along-wind response. The across-wind response is defined as the response of the building in the direction perpendicular to the wind direction. The along-wind response is defined as the response of the building in the direction of the wind. Figure 21 shows a plot of y-axis overturning moment versus wind direction. The top line shows the peak positive moment, the middle line is the mean or static moment and the bottom line is the peak negative moment. The maximum moment occurs at a wind direction of 330 degrees. Note that for the

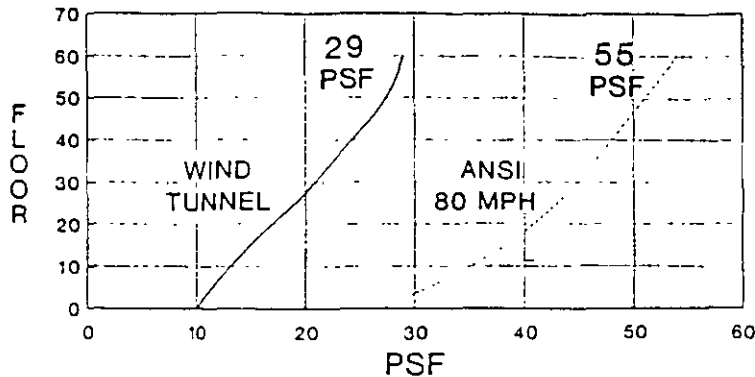


Figure 20. Maximum wind pressure (on structural frame)

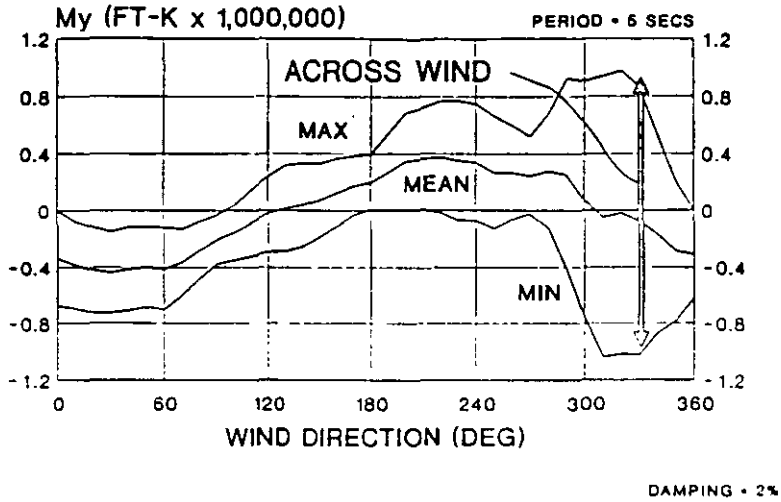


Figure 21.  $M_y$  versus wind direction

critical direction of 330 degrees, the mean or static moment is virtually zero. The entire across-wind moment is dynamic for this direction. Figure 22 shows a plot of X-axis overturning moment versus wind direction. The maximum moment occurs for a wind direction of 300 degrees. Note that approximately one half of the total y-axis moment is static and one half dynamic.

The structure was designed for biaxial bending resulting from simultaneous application of  $M_x$  and  $M_y$ . At the recommendation of the wind tunnel consultant, the mean plus only one half of the along-wind dynamic component was considered to act simultaneously with 100% of the across-wind dynamic moment. The reason for this recommendation is that it is very unlikely to have perfect correlation of the peak dynamic moments in both directions.

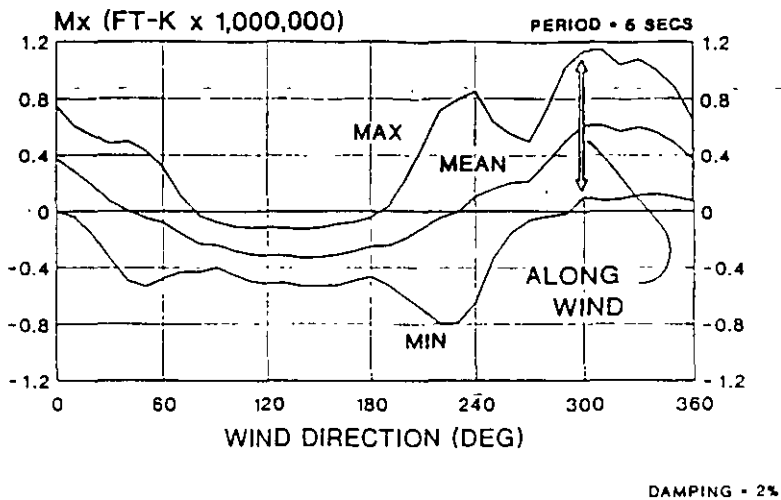


Figure 22.  $M_x$  versus wind direction

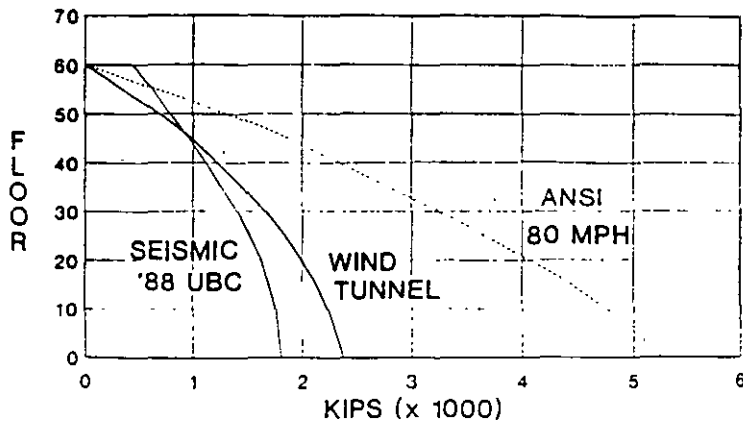


Figure 23. Building shear versus height (first order—working load)

A variable that was studied in the early stages of the project was the effect of building period on the dynamic response of the structure. Peak overturning moments were computed for the most critical direction for building periods ranging from 4.50 to 7.0 s. The across-wind moment was found to be more sensitive to building period than the along-wind moment. The reason for this is that the across-wind moment is entirely dynamic whereas a significant portion of the along-wind moment (approximately one half) is due to mean or static loads. The static loads are independent of building period. Figures 23 and 24 show plots of building first order, working load shear and overturning moment versus height for the wind tunnel and the ANSI wind. Seismic shear and moments are also shown for reference. Figure 25 shows the variation of total building overturning moment versus building period.

The acceleration at the topmost office floor for a recurrence interval of 10 years was calculated to be 12 milli-g's. This acceleration was well below the generally accepted value of 25 milli-g's for office buildings. The calculated acceleration include X, Y and torsional components. The top floor acceleration magnitude is plotted versus return period in Figure 26. Perception of motion

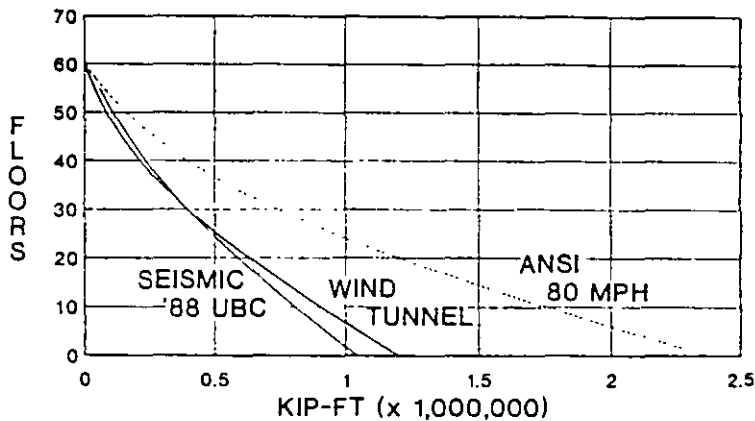


Figure 24. Building moment versus height (first order—working load)

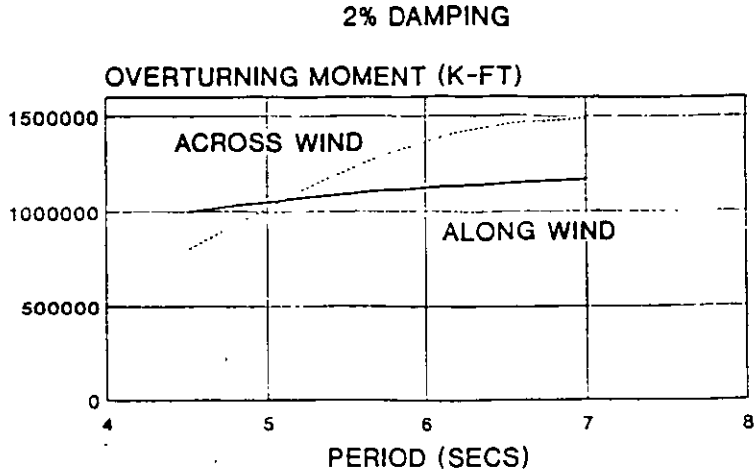


Figure 25. Building moment versus building period

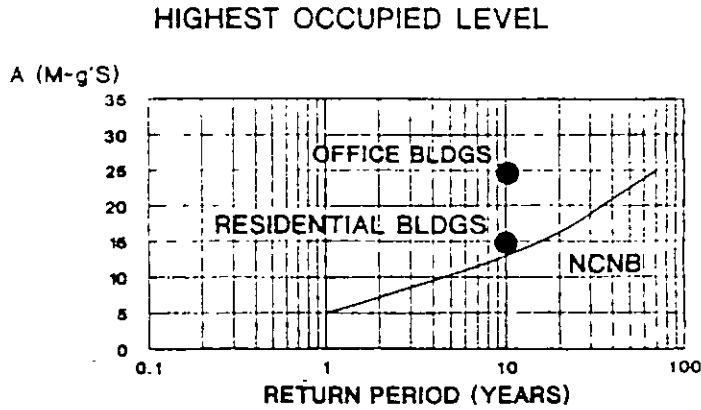


Figure 26. Acceleration curve

is a key issue in tall building design and in many structures it controls the design of the building. The across-wind acceleration at the top of the building can be approximately predicted by the following expression:

$$a \propto \frac{V^{3.3} \times T^{1.3}}{M \times C^{0.5}}$$

This relationship indicates that the acceleration is proportional to approximately the third power of the wind velocity, the 1.3 power of the building fundamental period, and inversely proportional to the mass and the square root of the damping. Because of their higher inherent mass and damping, concrete buildings will always outperform steel buildings from a perception-of-motion point of view. For the same period, the acceleration of a steel building will be approximately twice that of a concrete building.

In summary, the wind tunnel study of the Nations Bank Tower paid for itself many times

over. A similar wind tunnel investigation should be undertaken on all major projects. In the Nations Bank Tower, the wind tunnel investigation yielded lower wind loads than the code, resulting in significant savings in the structural frame. There are many projects on which the wind tunnel will yield higher loads than the code. This is particularly true of tall flexible structures with relatively low damping.

## 7. SEISMIC DESIGN

The North Carolina State Building Code in effect at the time the building was designed did not require seismic design. The code was silent on this issue. Review of several national building codes and standards indicated that Charlotte is located in a zone of moderate seismic risk. ANSI A58.1-1982 shows Charlotte to be in Earthquake Zone 2. The Standard Building Code, 1988 edition also locates Charlotte in Zone 2. The 1988 edition of the Uniform Building Code shows it to be on Zone 2A. For this reason, even though it was not required by the local code, Walter P. Moore and Associates recommended the building's owner to consider seismic provisions in the design of the structure. The owner agreed and the Nations Bank Tower was designed to be seismic resistant. The provisions of both ANSI A58.1-1982<sup>3</sup> and The Uniform Building Code, 1988 edition,<sup>4</sup> were considered in the design. The perimeter lateral load resisting frame was detailed to conform with ACI 313-83,<sup>2</sup> Appendix A, Section A.9—Requirements for frames in regions of moderate seismic risk.

Figures 23 and 24 show a comparison of first order, working load building seismic and wind shear and overturning moments respectively. At working load levels, seismic forces are larger in the upper one third to one half of the structure. Wind forces are larger in the lower levels. Both seismic and wind tunnel wind forces were significantly smaller than 80 m.p.h. ANSI wind loads. The comparison shown in Figures 23 and 24 is made at working load levels. It should be noted that this is not a fair comparison, because seismic forces carry a 10% higher load factor than wind forces. Also, the P-Delta effect for seismic loads is considerably larger than that of wind loads. This is due to the inelastic amplification of calculated seismic drift.

Seismic loads were calculated using the Equivalent Static Force Procedure of the UBC 1988 Code. The design seismic base shear is calculated from

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W$$

where  $V$  is the total design base shear;  $Z$  is the seismic zone factor;  $I$  is the importance factor;  $C = 1.25S/T^{2/3}$ ;  $R_w$  is the structural type coefficient; and  $W$  is the dead load.

The importance factor ' $I$ ' was taken as 1.0. The soil factor  $S$  was 1.0 and the structural period was obtained from the ETABS analysis using only the dead load mass and gross properties for all members. Gross flexural properties, as opposed to cracked properties, were used to calculate the lower bound structural period and thus the upper bound value of ' $C$ '. The structural system parameter  $R_w$ , was equal to 7, consistent with the definition of reinforced concrete intermediate moment resisting space frames. The design base shear was calculated to be equal to 0.011 $W$ , slightly more than 1% of the weight of the building.

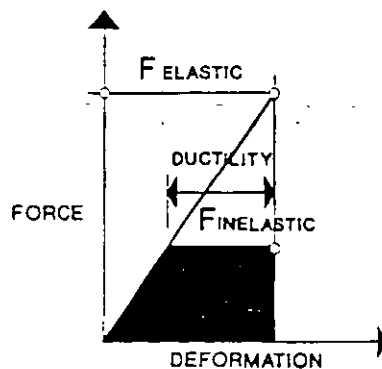
The distribution of seismic forces over the height of the structure followed the provisions of the UBC Code and was verified with a dynamic analysis. The elastic dynamic analysis was carried out using the ETABS computer program and response spectra of the 1988 UBC Code. A Zone 2A effective peak ground acceleration of 0.15 $g$  and Soil Type I were used. Damping was assumed to be equal to 5% of critical. The scaling provisions of the UBC Code were used

to reduce the calculated elastic–dynamic base shear, to the base shear predicated by the UBC equivalent static lateral force method. The equivalent lateral load base shear takes into account the ductility and inelastic response behavior of the structural system and the lateral forces are reduced accordingly. The elastic–dynamic analysis predicts the base shear that would be generated if the structure were to remain elastic during an earthquake.

It has been shown analytically that the total lateral deflection demand of a structure subjected to dynamic horizontal excitations is a function of the initial structural elastic period. The total lateral deflection demand is approximately the same regardless of whether the structure responds elastically or inelastically to the horizontal excitation. The lateral deformation demand can be achieved in two ways. The first way is to design the structure for the elastic lateral force level corresponding to the lateral deflection demand. This method results in a very uneconomic design and is typically not used for the design of commercial structures. The other way of achieving the lateral deflection demand is to design the structure to resist a lower lateral force and to detail the frame to possess adequate ductility to achieve the required lateral deformation level through inelastic behavior.

The equivalent lateral loads specified on the UBC Code are a function of structural ductility and of the structural system type. The UBC Code as well as other National Codes and standards take advantage of inelastic behavior and reduce the equivalent seismic lateral loads accordingly. This concept is graphically illustrated on Figure 27. On the Nations Bank Tower, the elastic–dynamic analysis predicted a base shear equal to 3.60 times the inelastic 'working load' level base shear computed using the UBC equivalent static force procedure. The elastic–dynamic response building shears and moments were scaled down by the same factor.

Figure 28 shows the UBC-1988 building shear, the scaled spectral-response building shear and the elastic spectral response building shear plotted versus height. Figure 29 shows the corresponding building overturning moments. The scaled dynamic building shear matches the UBC shear at the building base but its distribution along the height is different. The UBC lateral load distribution procedure conservatively predicted higher story shears over the full height of the building. The structure was proportioned to withstand the UBC lateral loads.



$$F_{EL} = 3.6 F_{INEL}$$

(AT WORKING LOAD LEVEL)

Figure 27. Ductility concept

SCALED/UBC vs. ELASTIC  
DAMPING = 5%,  $R_w = 7$

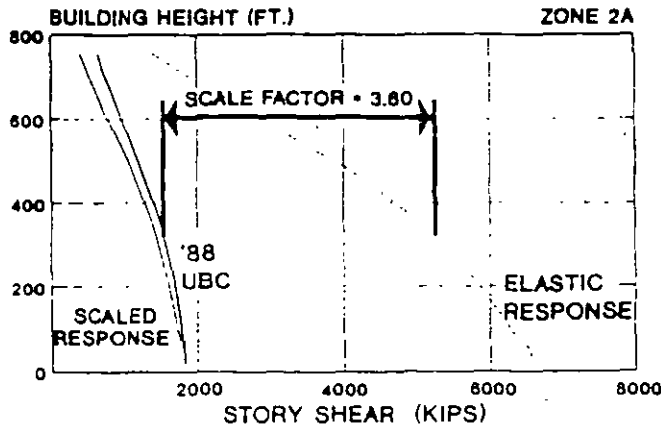


Figure 28. Seismic shear response

SCALED/UBC vs. ELASTIC SPECTRUMS  
DAMPING = 5%,  $R_w = 7$

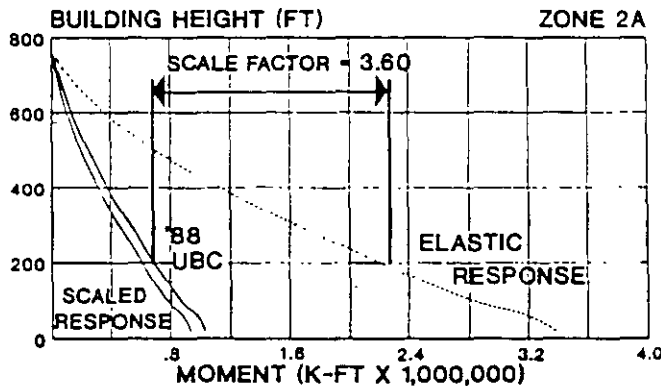


Figure 29. Seismic overturning moment

It is important to understand that the inelastic approach to seismic design allows the reduction of lateral design forces but the associated lateral displacements are not reduced. The lateral displacements resulting from the reduced lateral forces are still approximately of the same magnitude as those resulting from application of the unreduced elastic lateral forces. When a lateral analysis is performed using the equivalent static lateral forces specified by the UBC, the resulting elastic frame deflections are only a fraction of the actual deflections during the design earthquake. The UBC Code requires that deflections be amplified by a factor equal to  $3R_w/8$ . These more realistic deflections should also be used in the evaluation of P-Delta effects. It was previously indicated that the P-Delta effect under wind loads increases lateral forces by approximately 8%. Because of the inelastic amplification of lateral deflections, the P-Delta effect under seismic forces was on the average closer to 23%—significantly higher than 8% under wind

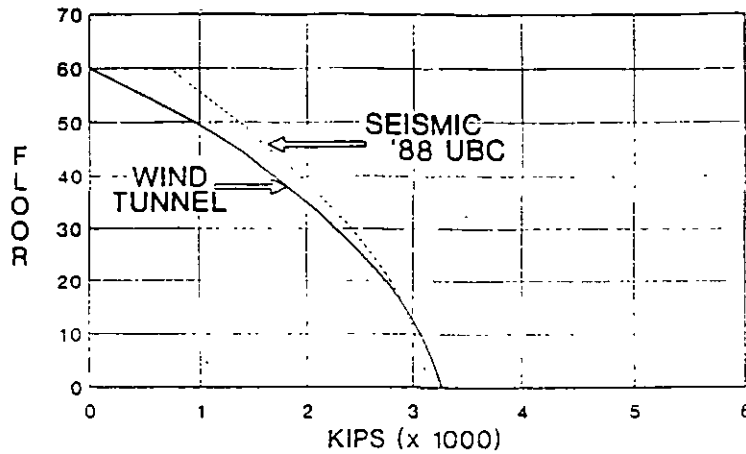


Figure 30. Building shear versus height/second order—ultimate)

loads. The ETABS Computer Programs used in the lateral analysis allow for the magnification of lateral deflections in the computation of P-Delta effects to include inelastic and ultimate load factor effects

Figures 30 and 31 show a comparison of second order, ultimate building seismic and wind shear and overturning moments respectively. Because of the higher safety factor and the significantly higher P-Delta effect, ultimate seismic shear and overturning moments are higher than wind for most of the building height.

Elastic lateral design forces may be reduced to inelastic levels only if the structure is detailed to possess ductility to deform inelastically to required deformation levels. As required by the Uniform Building Code, the frame of the Nations Bank Tower was designed to conform to ACI-318-83—Appendix A, Section A-9—'Requirements for frames in regions of moderate seismic risk'. Among others, these requirements included the following.

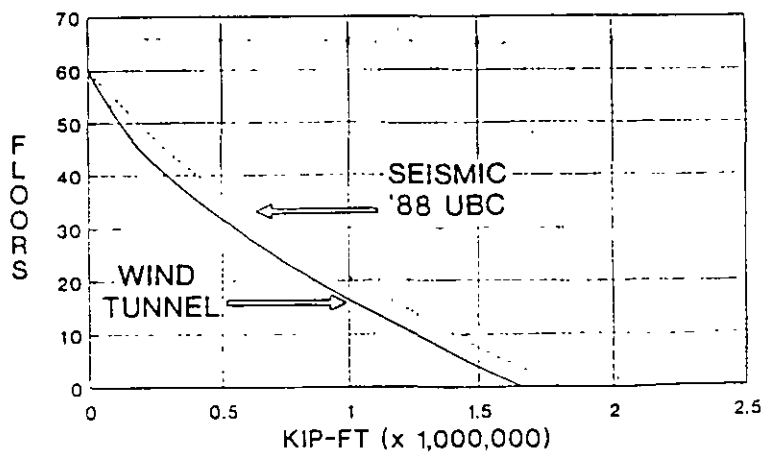
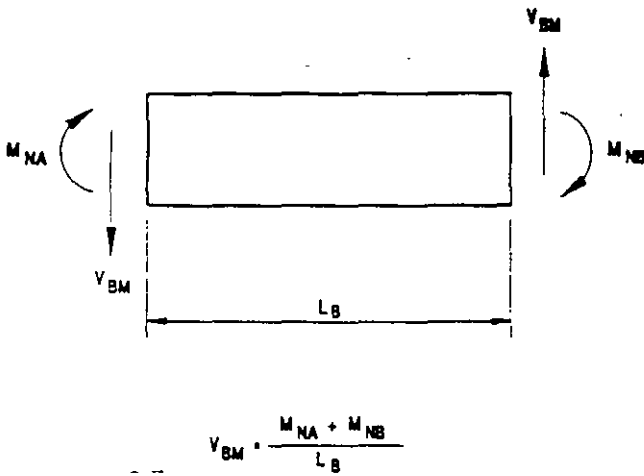


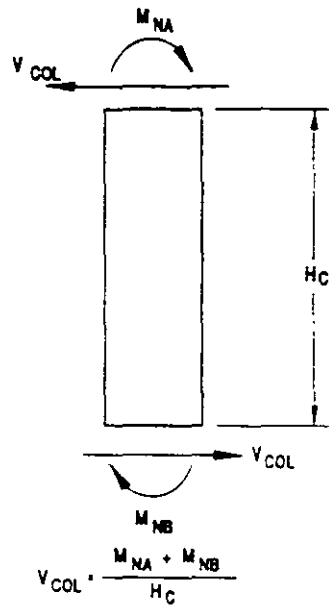
Figure 31. Building moment versus height/second order—ultimate)





$M_N$  : NOMINAL BEAM MOMENT CAPACITY ( $\phi M_N = 10$ )  
 $L_B$  : BEAM CLEAR LENGTH

Figure 32. Beam shear design criterion



$M_N$  : NOMINAL MOMENT CAPACITY ( $\phi M_N = 10$ )  
 $H_C$  : COLUMN CLEAR HEIGHT

Figure 33. Column shear design criterion

- (a) All beams on the exterior frame were designed to resist the shear strength associated with the development of nominal moment strengths at both ends of the member ( $V = 2M_i/L$ ). This criterion is illustrated in Figure 32. Because of the short beam spans, both top and bottom reinforcement were detailed to be continuous for the full span length. The design shear strength of all beams was such that the possibility of shear failure was eliminated. Stirrup size and spacing also conformed to the minimum requirements of ACI Section A.9.4.2.
- (b) Column tie spacing conformed to the minimum requirements of ACI Section A.9.5. Column ties were originally designed to resist the largest possible shears associated with the development of maximum nominal moment strengths at both ends of the column. The column shear design criterion is illustrated in Figure 33.
- (c) Both columns and beams were detailed to satisfy minimum tie requirements as well as continuous reinforcement requirements.
- (d) Even though not required by the ACI for regions of moderate seismic risk, the exterior frame was additionally proportioned to satisfy the following requirements.
  - (i) Column flexural strength at each joint under the most unfavorable flexural conditions was at least 20% higher than that of the beams framing the joint.
  - (ii) Lap splices were required to occur only at the mid-height of columns.
  - (iii) Because of their importance to the entire structural performance, members at strategic locations in the structure were proportioned to resist the full elastic magnitude of seismic forces without any reduction for ductility.
  - (iv) Some beams at strategic locations at the setback levels were designed to be reinforced in an 'X' pattern as opposed to the conventional longitudinal steel and

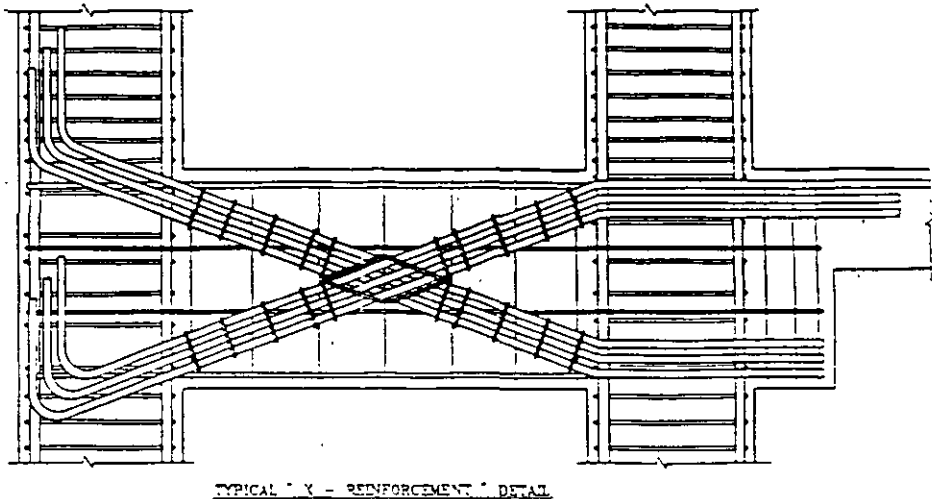


Figure 34. 'X' reinforcement detail

stirrup pattern. Tests have shown that the ductility of deep short beams with conventional reinforcement is limited by sliding shear failure. Diagonally reinforced short beams exhibit substantially better ductility. Figure 34 shows typical 'X' reinforcement details.

Exterior frame column sizes were proportioned so as to require between 1% and 2% reinforcement. Beam-column joints were carefully detailed to avoid field placing problems. The exterior frame beams were offset from the columns. This offset helped the passage of beam longitudinal reinforcing bars through the congested column cages.

Members of the 'non-lateral load resisting frame' were proportioned to resist compatibility lateral moments and shears associated with an interstory drift equal to  $3RW/8$ . In general, these stresses were found to be insignificant.

### 8. GRAVITY ANALYSIS

The Nations Bank Tower exterior elevation features a series of setbacks throughout the height of the building. The lower level overall plan dimensions are approximately 170 ft  $\times$  170 ft. After a total of eight setbacks at different levels, the tower plan dimensions reduce to 30 ft  $\times$  30 ft at the last crown level. The major tower setbacks occur at Levels 13, 43, 48 and 56. The use of conventional transfer girders at each setback level was studied and discarded. Transfer girder depths would have required additional floor-to-floor height which was architecturally undesirable. It was also felt that the transfer girder approach would have been a very expensive solution. A system of reinforced concrete vierendeel trusses, utilizing deep spandrels and closely spaced columns, proved to be the most efficient method of accomplishing the required load transfers at all the different setbacks. The vierendeel trusses also resisted lateral loads due to wind and earthquake.

Figure 35 shows a partial axonometric of the building top indicating the flow of forces on the exterior vierendeels at the building's top. The first vierendeel truss from the top is four levels deep between Levels 56 and 60 and spans 84 ft to the corner columns. The supporting C12

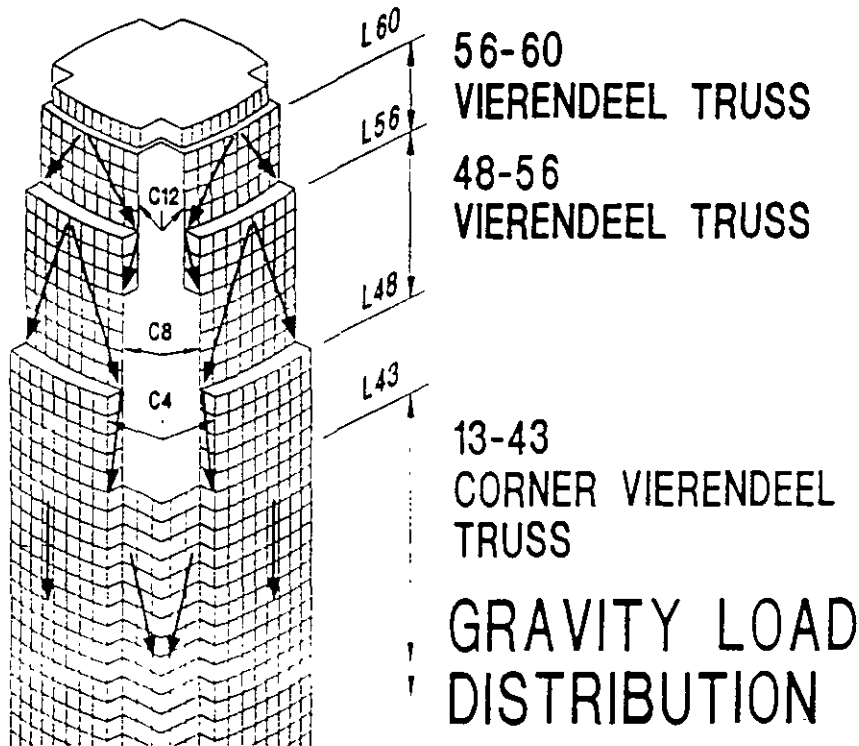


Figure 35 Gravity load path

columns in turn form part of a two-column, three-story-deep vierendeel frame which, through shear in the spandrel beams, brings the load forward to the building exterior. Large tension/compression in-plane forces were generated at Levels 53 and 56 requiring special diaphragm reinforcement. The third vierendeel occurs between Levels 48 to 56 and also spans 84 ft to the corner column at Level 48. Construction of the vierendeel frames required eight levels of temporary shoring. The shoring was required to remain in place until the vierendeel truss was able to support the imposed loads. Slab pour strips were designed at the setback levels to allow for vierendeel deflections. The pour strips were filled in after removal of the temporary shoring. The vierendeel trusses were cambered at midspan for dead-load-plus-one-half of the expected creep deflection. Figure 36 shows a blow-up partial axonometric of the topmost vierendeel and slab pour strip. Spandrel beams of the two-column vierendeel between Levels 53 and 56 were very highly stressed and were reinforced in an 'X' pattern for additional ductility.

The determination of the gravity load distribution on the different columns in the exterior frame required extensive computer analysis. On a complex frame such as that of the Nations Bank Tower, column loads cannot be obtained by tributary area. The stiff spandrel beams distribute gravity loads to all columns on the frame. The degree of gravity load redistribution is a function of the relative flexural-shear stiffness of the beams to the axial stiffness of the columns. The problem is further complicated by inelastic effects in both the columns and the beams. For example, axial column creep will reduce the axial stiffness of the columns, resulting in relatively stiffer beams and thus more load redistribution. Assumptions on flexural stiffness of beams also plays an important role in the calculated axial load distribution. Each of the

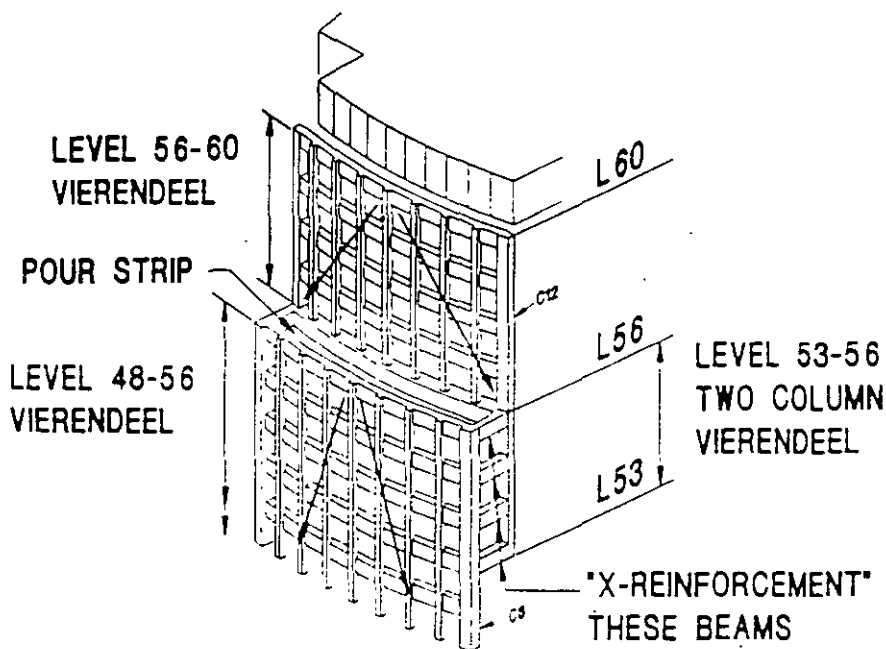


Figure 36 Vierendeel truss axonometric

above assumptions affects to some degree the ability of the beams to redistribute axial force to the columns, and thus affects the magnitude of the final column design axial loads.

It was also found that the load redistribution was not only a function of the relative stiffness of beams and columns but also of the construction sequence. It is not correct to create a computer model of the entire structure and then apply all the loads on the completed structure. The above procedure implies that the structure is weightless during construction and that gravity starts acting only after the frame is topped out—obviously an incorrect assumption. The procedure also implies that the stiffness of beams and columns above any level will help redistribute dead loads applied at that level. Again, this assumption is obviously incorrect because the upper loads have not even been built at the time of dead load application.

The gravity analysis of the Nations Bank Tower included the effect of the construction sequence. The structure was built in the computer in six story segments. Dead loads were applied to the structure at the appropriate time during construction. The first structure segment was from the foundation to Level 6, with dead loads applied at all levels. The second segment was to Level 12, with dead loads applied on Levels 7 to 12. The third segment included the structure to Level 18, with dead loads applied from Levels 13 to 18. The analysis proceeded in a similar manner to Level 60. Live loads were applied on the completed structure. A total of 12 segments were analysed and then the results of each analysis were added algebraically to obtain the final results. The gravity analysis predicted the gravity loads in each column and beam moments and shears resulting from the redistribution.

Several analyses were conducted using different member properties to study the sensitivity of the axial load distribution to assumptions on member properties. In all cases, cracked flexural properties were assumed for both the beams and columns. Cracked properties were estimated at 50% of gross.

- (a) The first analysis was carried out using 50%  $I_g$  for both columns and beams and full elastic axial properties for the columns. In this case, creep effects were ignored.
- (b) The second condition again used 50%  $I_g$  for columns and beams and one half of column areas to take into account axial column creep. This assumption resulted in maximum load redistribution because the beam flexural-shear stiffness was relatively high when compared to the reduced column axial areas.
- (c) The third condition used full elastic axial areas for the columns and 25%  $I_g$  for beams. The beam properties were further reduced to account for beam creep. This assumption resulted in minimum load redistributions because the beam stiffness was relatively low when compared to the column axial stiffness.

The purpose of conducting the above three analyses was to try to bound the answer and to design for the worst case. Even though the first analysis ignores inelastic effects, it is believed to be the one which more closely represents the true solution. The reason for this is that the load redistribution ability of the exterior frame is only a function of the flexural-shear stiffness of the beams relative to the axial stiffness of the columns. Creep effects will reduce both the flexural-shear stiffness of beams and column axial stiffness, so their relative magnitudes will remain approximately constant. The second and third analyses were nevertheless conducted because it cannot be assumed that the rate or magnitude of creep is the same for both beams and columns.

In general, it was found that the beams were very stiff and forced full axial deformation compatibility of the columns. The above was true for all the different combinations of properties studied. The different analysis assumptions predicted significantly different column axial forces and beam shears in areas near sharp discontinuities such as setback levels. After a few levels below the setbacks, the three different analyses predicted member forces which were approximately the same. Critical members at the setback levels were designed for the worst case.

The axial load redistribution ability of the exterior frame can best be explained by looking at one of the many conditions encountered at the setback levels. Figure 37 shows a partial section through the exterior frame above Level 45. At Level 48, Column C8 receives a total load of 2000 kips. Column C4 starts at that level and has no load. Columns C4 and C8 are connected to each other by short deep spandrel beams. These short beams force axial deformation compatibility of the two columns. Figure 38 shows a plot of axial load versus height for Columns C4 and C8 and the total load carried by both C4 and C8. At Level 48, the load on C8 is 2000 kips and Column C4 has no load. The load on Column C8 very rapidly reduces as the stiff beams sheds load to C4. At Level 40 the load on both columns is exactly the same, and continues to be the same for the most part of the height. On the lower levels, Column C4 is larger than C8 and carries a significantly larger portion of the load.

For the most part, the beams were stiff enough to equalize the axial stress on all the columns around the building. Column axial forces were proportional to column cross-sectional area as opposed to tributary area. The exterior frame behavior under gravity loads resembled that of a concrete wall with openings.

## 9. DIFFERENTIAL COLUMN SHORTENING

From the start, differential column shortening was recognized as a potential problem which needed to be addressed. The total absolute axial shortening of a structure is generally of no concern. In practice, it is not important if the completed building is a few inches shorter than specified in the design documents. Non-structural elements such as partitions, building cladding

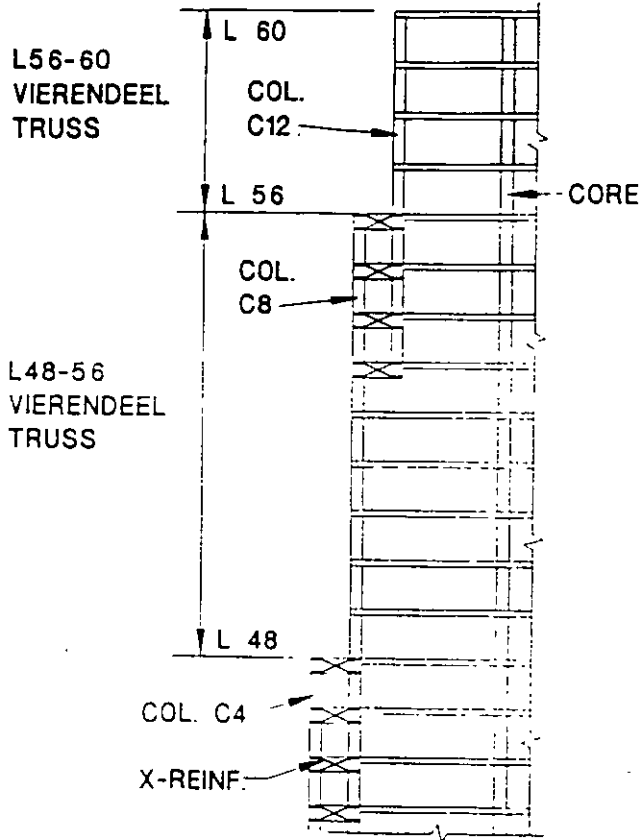


Figure 37. Section at vierendeels

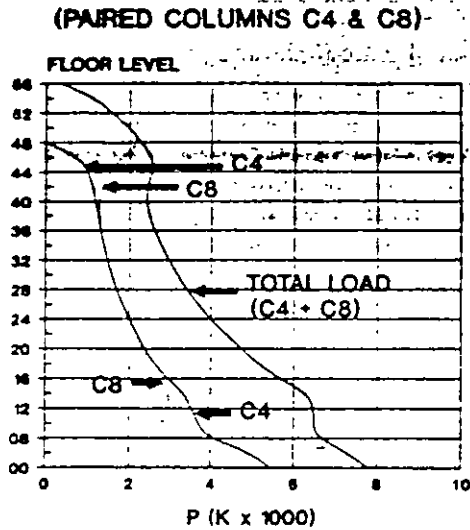


Figure 38. Column load distribution

and mechanical systems, of course, need to be properly designed and detailed to accommodate the relative shortening of adjacent floors. Differential shortening of adjacent columns results in unlevel or tilted floors and if not properly addressed it can also result in damage to non-structural elements. Floor beams must be designed for moments and shears resulting from relative displacement of the supporting columns.

The total shortening of reinforced concrete columns has three different components, elastic shortening, creep and shrinkage. The elastic shortening component ( $PL/AE$ ) is a function of axial stress, concrete strength, modulus of elasticity, percentage reinforcement and age at loading. The creep component is time dependent and is a function of axial stress, concrete strength, percentage reinforcement, age at loading, volume-to-surface ratio, curing period and relative humidity. Shrinkage is independent of load and is a function of the amount of water in the fresh concrete mix, the volume-to-surface ratio, relative humidity, curing period and percentage reinforcement. Shrinkage is also time dependent.

Clearly, in order to minimize differential column shortening, all the above parameters should be approximately the same for all columns in the building. If the level of axial stress, concrete strength, volume-to-surface ratio and percentage reinforcement were the same for all columns, the building would shorten uniformly and there would be no differential shortening problem. Unfortunately, the level of axial stress in the columns of tall buildings is seldom the same. Columns which are part of the lateral load-resisting system have to be designed for significant axial forces and bending moments from lateral loads. Columns that do not participate in lateral load resistance are designed only for gravity loads. The axial stress on non-participating columns is larger than that on lateral load-resisting columns.

The lateral load-resisting frame of the NCNB Tower consists of a perimeter tube with closely spaced columns. The core columns were designed for gravity loads and do not significantly contribute to lateral load resistance. The level of axial stress in the core columns is significantly higher than that of the closely spaced exterior tube columns. The core columns were expected to shorten more than the perimeter columns. Unless this differential shortening is compensated for, the floors would be tilted down from the perimeter to the core.

In order to predict the expected column shortening, it is necessary to obtain information on shrinkage, creep and modulus of elasticity for the various concrete mixes to be used on the project. A local testing laboratory was employed during the design stage to test different concrete mixes. Local aggregates were used in order to acquire data on creep and shrinkage. Local concrete suppliers were asked to prepare mix designs for 8000 psi and 6000 psi concrete. These mixes were believed to represent the concrete that was going to be used on the job. The different mixes were tested following ASTM procedures and values of specific creep, ultimate shrinkage and modulus of elasticity were obtained for each mix. In general, the values of specific creep and ultimate shrinkage predicted by the testing laboratory were at the low end of the range of values reported in the literature.

The expected column shortenings were computed using the procedures outlined in the PCA publication 'Column shortening on tall structures—predictions and compensation'.<sup>6</sup>

The following values of specific creep, shrinkage and modulus of elasticity were used in the analysis:

Specific creep	$4.75/f'c \text{ in in}^{-1} \text{ psi}^{-1}$
Shrinkage	$800 \times 10^{-6} \text{ in in}^{-1}$
Modulus of elasticity	ACI 8.5.1

The actual concrete strengths were assumed to be 1000 psi higher than the specified strength.

The actual construction cycle from the construction schedule was used in the final calculations. The total shortening values were calculated at one year after top-out.

Since the level of axial stress was approximately the same, differential shortening between core columns was found to be very small. The exterior frame was modelled as one equivalent column having an area equal to the sum of the areas of all the individual columns. The percentage reinforcement and volume-to-surface ratio was calculated for the equivalent column. This assumption was made because the spandrel beams were stiff enough to force axial compatibility of the exterior columns and thus equalize the P/A stresses.

The computed total shortenings at Level 60 for a typical core column and the equivalent exterior column are shown in Table III.

The values given in Table III represent the total shortening that the building will experience at the sixtieth floor. These values include the shortening which takes place prior to casting Level 60 and the shortening which occurs after slab installation. If columns were built to their theoretical length at every floor, the 60th floor elevation at the core, one year after top-out, would be 10.45 in lower than the theoretical elevation. The elevation at the perimeter would be 7.93 in lower, and the top floor would slope up from the core to the perimeter by 2.52 in. A 2.52 in floor tilt would obviously be unacceptable. In real practice, columns are not built to their exact theoretical length at every floor. Unless instructed otherwise, the contractor will level the slab forms prior to casting any particular level. For this reason, the portion of the shortening that takes place prior to the installation of a particular slab is of no importance.

The calculated before and after slab installation shortenings at Level 60 are given in Table IV.

Table III. Total shortening at Level 60 (one year after top-out)

Category	Core (in)	Exterior (in)
Elastic	3.09	1.65
Creep	4.09	2.87
Shrinkage	<u>3.27</u>	<u>3.41</u>
Total	10.45	7.93

Table IV. Before and after slab installation shortenings at level 60 (one year after top-out)

	Category	Core (in)	Perimeter (in)
Up to slab installation	Elastic	2.32	1.46
	Creep	2.61	2.09
	Shrinkage	<u>2.54</u>	<u>2.69</u>
	Total	7.47	6.24
After slab installation	Elastic	0.77	0.19
	Creep	1.48	0.78
	Shrinkage	<u>0.73</u>	<u>0.72</u>
	Total	2.98	1.69



Table IV shows that a significant portion of the total shortening at Level 60 takes place prior to slab installation. Figure 39 shows the before and after slab installation shortenings for the different floors. Note that the maximum after slab installation shortening is expected to occur at Level 40. The total after slab installation curve for the core columns has been adjusted to include differential foundation settlement between core and perimeter. Figure 40 shows a similar plot for the perimeter columns. Figure 41 shows the expected after slab installation shortenings for the core and perimeter columns as well as the difference between the two. The core curve has been modified to include differential foundation settlement. The forms were tilted at each

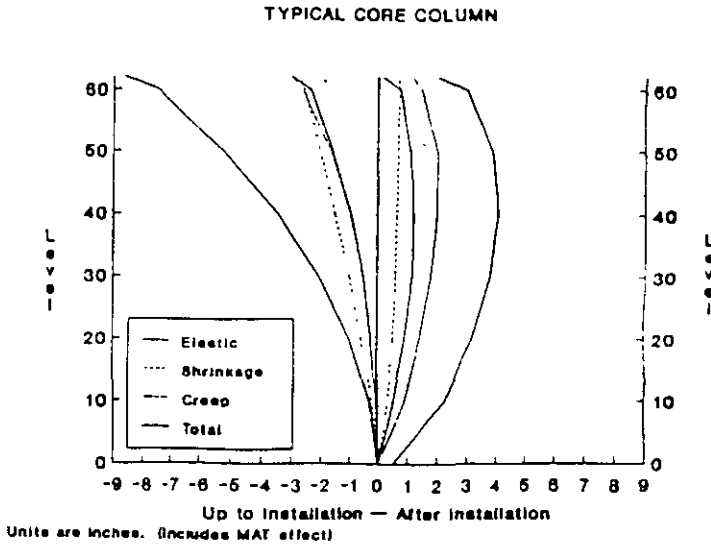


Figure 39. Axial shortening—core column

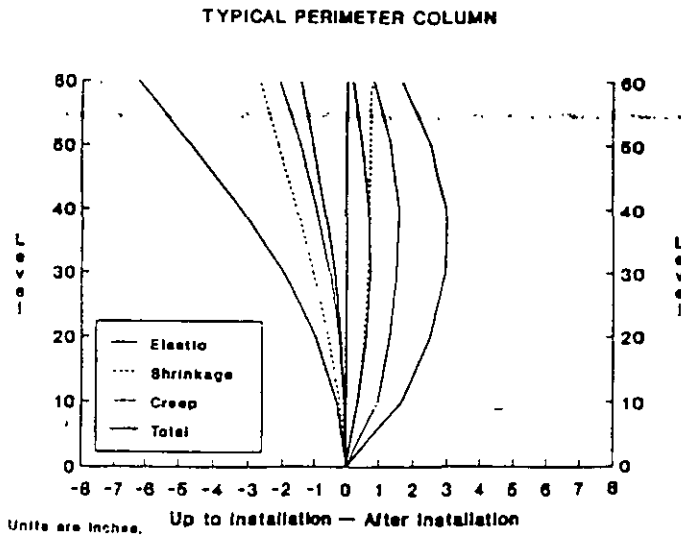


Figure 40. Axial shortening—perimeter column

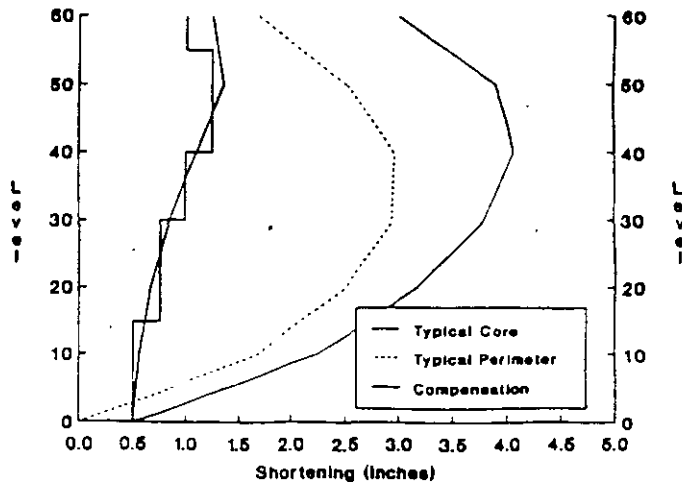


Figure 41. After slab installation shortening—compensation

level by the amount shown to compensate for the differential shortening expected to occur after slab installation.

All floor beams spanning from the core to perimeter were designed for the moments and shears resulting from relative support displacement. Since this support displacement occurs over a long period of time, the beams were designed for only 50% of the elastic moments that would occur without creep relaxation.

The actual building shortening was monitored during construction. The values reported are a little higher but in reasonable agreement with the predicted values. The total building shortening as well as the relative elevations between core and perimeter were monitored once every ten floors.

## 10. TEMPERATURE EFFECTS

The effect of exterior column exposure to temperature variations was studied during the design stage. Three different column insulation options were considered: (1) no insulation; (2) insulation inside the glass line; and (3) insulation outside the glass line.

The design outside temperature for Charlotte varied from a mean daily low of 10°F to a high of 95°F. The temperature inside the building was assumed to be 75°F. The coefficient of thermal expansion was assumed to be 0.0000050 in in<sup>-1</sup> °F<sup>-1</sup>. The procedures outlined by Fintel and Khan<sup>7</sup> were followed to calculate the expected exterior column temperature movements. The most critical condition was that of column shortening due to lower outside temperatures.

- (1) *No insulation.* Figure 42 shows the calculation of the exterior column average temperature for the case of no insulation. The average column temperature was computed to be 41°F resulting in a differential temperature between core and exterior columns of 34°F (75°F - 41°F). The computed unrestrained shortening due to the 34°F temperature differential was equal to 1.60 in.
- (2) *Insulation inside glass line.* This case is the most undesirable and results in maximum column movement. From a thermal point of view, the columns become part of the outside environment. Since the insulation is on the inside column face, the entire column

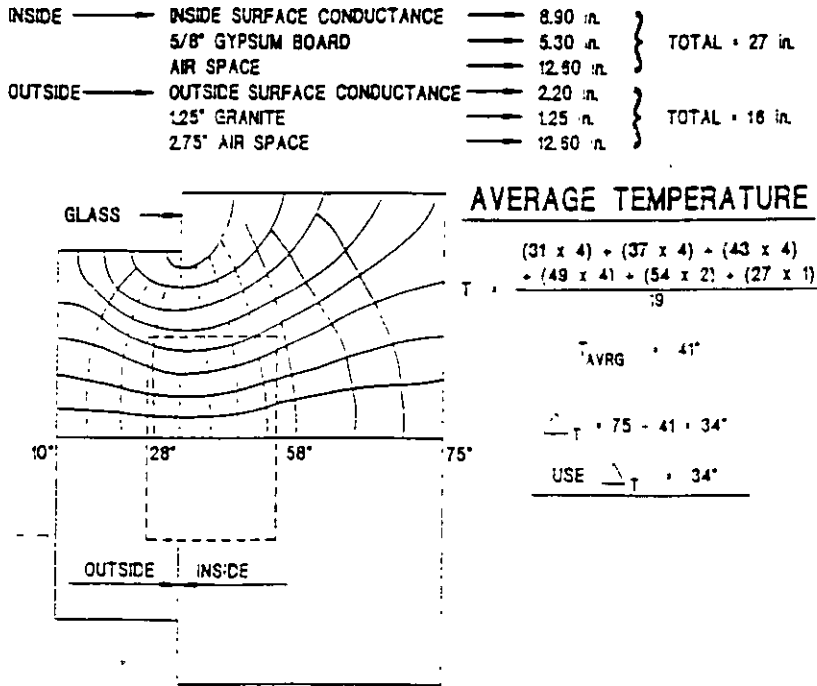


Figure 42. Exterior column temperature gradient

cross-section is subject to almost the same temperature as that of the outside air. For this condition the differential temperature was computed to be 60°F, resulting in an unrestrained column shortening of 2.80 in. Clearly, a differential shortening of this magnitude is totally unacceptable.

- (3) *Insulation outside glass line.* This condition is the most desirable and results in negligible exterior column temperature changes. From a thermal point of view, the column becomes part of the inside environment. Since the insulation is on the outside column face, the entire column cross-section is subject to almost the same temperature as that inside the building.

The stiffness of the floor beams spanning from the core to the perimeter reduces the values of the calculated unrestrained column movements. Because of the long span of the floor beams and their relatively shallow depths, this reduction was found to be very small on this project. After evaluation of the three options studies, Option (3) was selected and the columns were insulated on the outside face.

## 11. FOUNDATION

The foundation system for the Nations Bank Tower consists of a combination of high capacity caissons on the perimeter columns and a reinforced concrete mat for the core columns. Figure 43 shows a schematic foundation plan.

The high capacity caissons were designed for a total end-bearing pressure of 150 ksf and a skin friction of 5 ksf. The high bearing pressure required that the caissons be advanced through

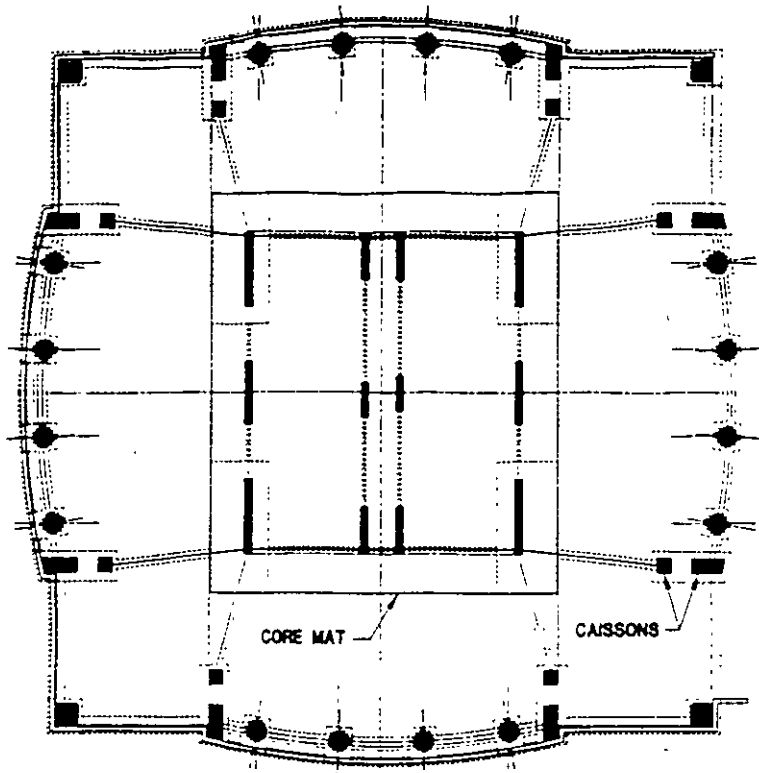


Figure 43. Foundation plan

the fractured and layered rock zones onto high quality bedrock. Full length casing was provided to prevent intrusion of soil and ground water into the drilled hole and for safety of inspectors. Each caisson excavated was inspected in the field by the geotechnical engineer. A 1.5 in diameter pilot hole was drilled to verify rock quality immediately below the caisson.

Caisson diameter ranged from 54" to 72" and the length ranged from 30 ft to 100 ft. The concrete strength was 6000 psi.

The core columns were supported on a foundation core mat bearing on partially weathered rock. The mat dimensions were 83 ft x 93 ft x 8 ft thick. The average total sustained bearing pressure under the mat was equal to 20 ksf with a net sustained bearing pressure of 15 ksf. The mat has been predicted to settle 0.5 in. Most of this settlement is expected to occur during construction.

The mat was analysed using the SAFE finite element computer program. The soil modulus of subgrade reaction was obtained from the geotechnical engineer. The effect of mat dishing due to variations in the modulus of subgrade reaction on mat bending moments was considered in the analysis and was found to be very significant.

## 12. VALUE ENGINEERING

Most major projects go through some type of value engineering process during the design stage. The Nations Bank Tower was no exception. Once the general contractor was selected, a major

value engineering study was conducted in order to bring the project cost down to or close to the owner's budget. The value engineering study included the evaluation of architectural issues as well as structural and mechanical systems. The major structural value engineering items carried out were as follows.

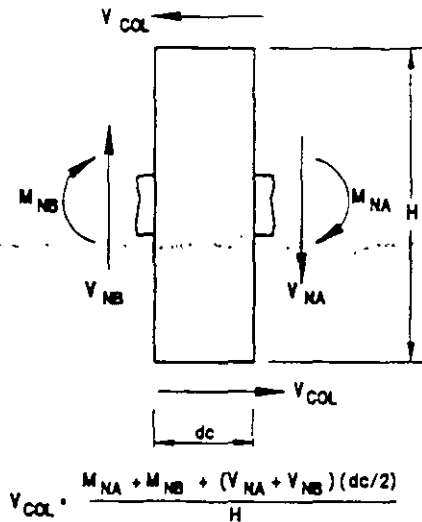
1. *Core mat foundation.* The original design documents called for a caisson foundation for all the tower columns. Most of the heavily loaded core columns required two caissons per column with the associated large caissons caps. The possibility of using a mat foundation bearing on partially weathered rock was studied and found to be feasible. A core mat was proposed to support all the core columns and a perimeter ring mat was proposed for the exterior columns. Because of property line and retention system problems, the perimeter ring mat option was discarded. The core mat was found to be feasible and saved approximately \$350,000 when compared to the original caisson foundation. Caissons in the core area would have to be approximately 100 ft deep to reach the high quality bedrock. The core mat foundation was also estimated to save two months of construction time resulting in additional savings to the owner. Differential settlement between the core mat at perimeter caissons was compensated for by building the core higher than the perimeter.
2. *Change to 75 ksi reinforcement.* The project was originally designed with 60 ksi reinforcement. The economics of using 75 ksi reinforcement was studied with the contractor and rebar supplier. The availability of 75 ksi reinforcement on all bar sizes was a concern. The present ASTM A615 specification indicates that 75 ksi reinforcement is only available in sizes 11, 14 and 18. Smaller sizes have to be obtained by special order. In some special cases, reinforcement originally intended and fabricated to meet Grade 60 specifications was used as Grade 75. This required careful review of the mill reports to make sure that tensile and yield strength requirements for Grade 75 were met. After approval of the mill reports, the reinforcement in the particular heat number was properly tagged and marked as 75 ksi equivalent.

The use of 75 ksi reinforcement resulted in significant savings. On the average, the cost premium for the 75 ksi reinforcement was approximately 6%. The material savings were of the order of 20%, clearly resulting in a substantial net savings. Overall, the total savings realized were approximately \$540,000. Column ties, beam stirrups and #3, #4 and #5 slab reinforcement remained 60 ksi. The 75 ksi reinforcement allowed using fewer or smaller bar sizes in beams and columns, thus alleviating congestion and placing problems.

3. *Exterior column ties.* The 1989 edition of ACI 318<sup>1</sup> included revised provisions for the determination of design shear forces for columns in seismic regions. ACI 318-83, Section A.7.1.2 states: 'The column design shear force,  $V_c$ , shall be determined from consideration of the forces on the member, with the nominal moment strengths calculated for the factored axial compressive force resulting in the largest moment, acting at the faces of the joints'. The commentary further states that column design shears are to be determined on the basis of limiting design moments, calculated from column interaction diagrams for the range of axial load expected in the member. The ACI 318-83 column shear design criterion is illustrated in Figure 33. The purpose of the above criterion is to make sure that the columns do not fail in shear. This criterion is also used in the determination of design shear forces for beams. In order to avoid shear failure, the required design shear force must be equal to or larger than the shear associated with development of the nominal moment strengths ( $\Phi = 1.0$ ) at the ends of the member.

The provisions of ACI 318-89, Section 21.7.1.2 are very similar to those of ACI 318-83 with one exception. ACI 318-89 states that the column end moments used in the computation of the column design shears need not be greater than the nominal moment capacity of the beams framing into the beam column joint. This exception correctly takes into account the fact that equilibrium must be satisfied at the beam column joint. It does no good to design the column to support a shear associated with the development of its nominal moment strength if the beams framing to the joint do not have the capacity to balance the column moment. The maximum moments in the columns cannot exceed the moment capacity of the beams. The sum of the column moments must be equal to the sum of the beam moments at the same joint. The column ties were redesigned using the provisions of ACI 318-89. Figure 44 illustrates the ACI 318-89 column shear design criterion. This revised design philosophy had a tremendous impact on the number of column ties required for shear. The reason for this significant reduction was due to the fact that, in general, the sum of the nominal moment capacity of the beams at the joints was significantly smaller than the sum of the nominal moment capacity of the columns. The reduction in column tie number can be further attributed to the following factors.

- (a) The beams and columns were intentionally proportioned such that the column flexural strength was at least 20% higher than the beam flexural strength at the same joint.
- (b) Since the  $\Phi$ -factor for columns is 0.70 and the  $\Phi$ -factor for beams is only 0.90, the nominal moment capacity of the columns at any joint was at least 54% greater than that of the beams ( $1.20 \times 0.90/0.70 = 1.54$ ). This means that under the most favorable conditions, the shears computed with ACI 318-83 were at least 54% larger than those computed with ACI 318-89.



$M_N$  : NOMINAL BEAM MOMENT CAPACITY ( $\Phi M_n = 1.0$ )

H : FLOOR TO FLOOR HEIGHT

Figure 44 Column shear design criteria (ACI-1989)

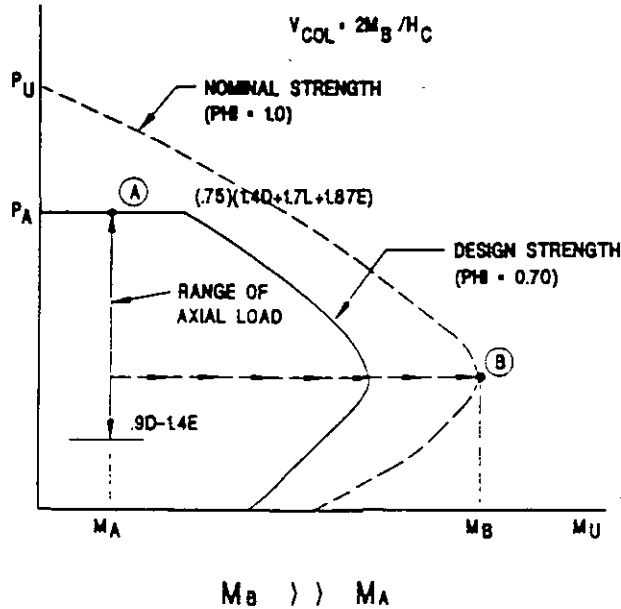


Figure 45. Column shear procedure (ACI-1983)

- (c) In some instances, column reinforcement was controlled by minimum percentages resulting in higher moment capacities than required for strength. Under ACI 318-83, this additional moment capacity penalized the shear design.
- (d) Figure 45 illustrates one example of many conditions encountered during the original column shear design. For this example, the column reinforcement was controlled by point (A) in the interaction diagram, corresponding to axial force  $P_A$  and moment  $M_A$ . ACI 318-83 required that the design shear be compatible with the maximum column nominal moment capacity over the full range of column axial load. In this example, the ACI 318-83 column shear would be calculated as  $V_{col} = 2M_b/H_c$ , where  $H_c$  is the column clear height. It is apparent from this illustration that  $M_b$  can be significantly larger than  $M_a$ . This requirement resulted in design column shears that in some instances were several times larger than those required by ACI 318-89.
- (e) Since the concrete contribution to shear capacity is constant, the quantity of column ties was sometimes very sensitive to small changes in the design shear force. To illustrate this point, assume that the design shear force  $V_u$  calculated using ACI 318-83 is 500 kips and that  $V_c$ , the concrete contribution, is 250 kips. Assume that the shear force calculated by ACI 318-89 is equal to 328 kips. The column tie requirements are summarized below:

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ ACI 83} &= 500 \text{ kips} & V_c &= 250 \text{ kips} & V_s \text{ ACI 83} &= 250 \text{ kips} \\
 V_u \text{ ACI 89} &= 325 \text{ kips} & V_c &= 250 \text{ kips} & V_s \text{ ACI 89} &= 75 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

The above example shows how a 54% reduction in column shear results in a 333% reduction in the quantity of column ties.

After the redesign, the column ties were in many conditions controlled by code maximum

spacing criteria and not by shear. The column tie redesign resulted in a total savings of \$490 000 and eliminated many reinforcing congestion problems.

4. *Live loads*. At the request of the developer, the building floors were originally designed to support an unreduced live load of 100 psf throughout the lease space. After further evaluation, this criterion was deemed unnecessary and the floors were redesigned for typical office loading and code live load reduction. The 100 psi unreduced live load capacity was kept inside the core. This change resulted in a saving of approximately \$175 000.

Many other items were value engineered in the structure resulting in total savings of close to \$1 600 000.

#### REFERENCES

1. 'Building Code Requirements for Reinforced Concrete'. American Concrete Institute. *ACI*, Detroit, Michigan, 318, 301-325 (1989).
2. 'Building Code Requirements for Reinforced Concrete', American Concrete Institute. *ACI*, Detroit, Michigan, 318, 88-95 (1987).
3. 'Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures'. American National Standard. *ANSI A58.1*, 12-51 (1982).
4. International Conference of Building Officials. *Uniform Building Code* (1988).
5. T. A. Reinhold. 'Structural Load Study for the NCNB Corporate Center, Charlotte, North Carolina'. Applied Research Engineering Services. *ARES Wind Engineering*. Report No. 5188, 1-12 (1988).
6. M. Fintel, S. K. Ghosh and H. Iyengar. 'Column shortening in tall structures. Prediction and compensation'. Portland Cement Association (1987).
7. F. R. Kahn and M. Fintel. 'Effect of column exposure in tall structures. Design considerations and field observations of buildings'. *ACI Journal*, 65, February (1968).





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**DIPLOMADO : GERENCIA DE PROYECTOS**

del 29 de enero al 22 de agosto de 1998

I. C. A.

**MATERIAL DIDACTICO**

Ing. Rafael Aburto Valdés  
Palacio de Minería  
1998

# Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México

## Informe Final

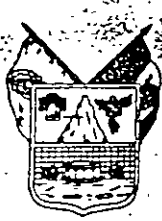
diciembre - 95



COMISION NACIONAL  
DEL AGUA



*Ciudad de México*  
DF



ESTADO  
DE  
HIDALGO



ESTADO  
DE  
MEXICO

# I.-EL DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO

## I.- EL DRENAJE DEL VALLE DE MEXICO

En la figura I.1 se muestra un plano hidrológico del Valle de México que era originalmente una cuenca cerrada y que descarga artificialmente al río Tula, en la cuenca del río Pánuco.

Las descargas artificiales son el tajo de Nochistongo, construido en el Siglo XVII, el Gran Canal de desagüe, construido a principio del Siglo XX, y el Emisor Central, túnel construido en la década de 1970.

El drenaje urbano es un drenaje combinado y sus principales colectores son los cauces naturales que atraviesan la zona urbana, actualmente entubados en su mayor parte.

La zona urbana está constituida por la ciudad de México y las áreas conurbadas de municipios del Estado de México, como se muestra en la figura I.2.

En el Poniente, en las partes altas de los cauces existen presas de regulación de avenidas antes de que los escurrimientos pluviales fluyan hacia los cauces entubados. Los escurrimientos son interceptados para conducirlos hacia el Norte. En los años 60 se construyó el Emisor del Poniente para conducir las aguas interceptadas en el Poniente hacia el Tajo de Nochistongo.

La parte central de la zona urbana ha sufrido hundimientos debido a las características del suelo y a los bombeos para el suministro de agua potable, lo que ha provocado la necesidad de desaguar buena parte del drenaje de la ciudad con bombeos hacia el Lago de Texcoco y el Gran Canal.

El lago de Texcoco recibe los escurrimientos del poniente que llegan por el río Churubusco (entubado) mediante una planta de bombeo, los del río de la Compañía desde el Sur y de los ríos al Oriente de Texcoco.

Estos escurrimientos se conducen por un canal, el Dren General del Valle, que corre de sur a norte por los terrenos del Lago de Texcoco y descarga al Gran Canal.

El Emisor Central puede desaguar por gravedad parte de los escurrimientos, de tal manera que los colectores principales pueden verter sus escurrimientos a este drenaje profundo.

La red de drenaje descrita se muestra en la figura I.3.

El agua del drenaje se utiliza fundamentalmente en el riego de cultivos en las zonas de Chiconautla y Zumpango dentro del Valle y, la mayor parte, en la zona de Tula a la salida del Valle, como se muestra en la figura I.3. En total se riegan 90,000 hectáreas con las aguas del drenaje del Valle de México. El agua excedente no utilizada en riego escurre a la presa de Endhó, sobre el río Tula, afluente del río Pánuco. Las zonas de riego se muestran en la misma figura I.3.

Otros usos del agua de drenaje dentro del Valle consisten en su reutilización dentro de la ciudad, fundamentalmente para riego en parques recreativos como Chapultepec, San Juan de Aragón y Xochimilco y para usos industriales como en la termoeléctrica del Valle de México. Para esto, funcionan 32 plantas de tratamiento a nivel secundario con capacidad de 8.7 m<sup>3</sup>/seg y que tratan un caudal medio de 4.8 m<sup>3</sup>/seg (150 millones de metros cúbicos al año).

Los escurrimientos de los emisores Gran Canal y Emisor Central se muestran en la figura I.4 para los años 1988 a 1993. En ella puede verse que los escurrimientos hacia el Emisor Central han ido en aumento, en tanto que por el Gran Canal han disminuído. Esto ha sido provocado por los hundimientos en los primeros 20 kilómetros del Gran Canal, mayores que en el resto del conducto, lo que causa una disminución de su capacidad de desalojo.

En la figura I.5 se muestran los hundimientos medios anuales a lo largo del Gran Canal. En ella puede verse que en los primeros diez km los hundimientos son de alrededor de 21 cm/año, en tanto que del km 22 al 29 son de 4 cm/año

Este funcionamiento debe ser corregido, ya que impide que el drenaje profundo esté fuera de operación durante el estiaje, condición indispensable para que estos túneles sean revisados, mantenidos y eventualmente reparados. La importancia del drenaje profundo como seguro contra la inundación de la ciudad hace ineludible este cambio en la forma de operar.

Para ello se requiere hacer obras de rehabilitación del sistema de drenaje como se describe mas adelante.

Este fenómeno de hundimiento se repite en el lago de Texcoco y el Dren General del Valle que lo atraviesa y que se hunde a mayor velocidad que el Gran Canal donde descarga, lo que comprometerá en el futuro cercano la posibilidad de desalojar los escurrimientos de los ríos Churubusco, de la Compañía y del Oriente del Lago hacia el Gran Canal.

Los escurrimientos del Emisor del Poniente se derivan a la laguna de Zumpango para ser utilizados en riego y algunos excedentes fluyen al Tajo de Nochistongo y al río del Salto, para finalmente llegar a la presa de Endhó.

La situación actual del sistema de drenaje provoca además, que su capacidad total sea insuficiente para desalojar los gastos máximos de lluvias extraordinarias, con el peligro correspondiente de inundaciones en la ciudad. Este peligro crece cada año, las obras necesarias para evitarlo son de suma urgencia.

Por otra parte, si estas obras no se realizan, en muy pocos años el Gran Canal quedará fuera de operación y el único drenaje al oriente del Interceptor del Poniente será el Emisor Central. La mayor parte de la ciudad quedaría drenada por este solo conducto y una falla de éste, aún si la probabilidad fuera muy baja, sería totalmente inaceptable pues la consecuencia sería una inundación de la ciudad de varios metros de profundidad en áreas muy extensas, con la necesaria evacuación de millones de personas. No se puede correr el peligro de una situación de catástrofe como ésta.

El volumen total escurrido en el drenaje es de 1,700 millones de metros cúbicos al año, de los cuales 1,350 corresponden a los desechos urbanos y 450 al agua de lluvia.

De este volumen, se utilizan 150 millones en los reusos urbanos, otros 100 en diversos usos en Texcoco (evaporación de los lagos y riego de pastos), 1,200 directamente en riego (en Tula, Chiconautla y Zumpango) y 250 escurren a Endhó para ser usados posteriormente también en riego. Estos 250 millones de metros cúbicos son promedios anuales, pero pueden aumentar sustancialmente en años lluviosos.

## REHABILITACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE.

En vista de la falta de capacidad para desalojar los flujos provocados por lluvias extraordinarias, la DGCOH (Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Distrito Federal), encargó al Instituto de Ingeniería de la UNAM un estudio en el que se determinan los gastos máximos que se deben desalojar para una lluvia de diseño de 50 años de periodo de retorno. En este estudio se plantean además las obras necesarias para poder desalojar estos caudales. (*SISTEMA PARA EL CONTROL Y DRENAJE DE LAS AVENIDAS EN EL ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE MÉXICO. INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM. SEPTIEMBRE 1994*).

La infraestructura de drenaje necesaria consiste en dos obras fundamentales:

### I.-TÚNEL DEL VASO DEL CRISTO

La construcción de un túnel para reforzar la salida del Vaso del Cristo hacia el Emisor del Poniente pudiendo así utilizar toda la capacidad de éste y de esta manera evitar que los escurrimientos de la zona poniente de la ciudad escurran hacia el drenaje profundo o al Gran Canal. La localización de la obra se muestra en la figura I.6 y un perfil en la figura I.7.

Las características de este túnel son:

Longitud 13,793 m.

Diámetro 6 m.

Los estudios de geología correspondientes están previstos en el primer semestre de 1996, sin embargo se tiene la experiencia de la construcción del túnel existente para valorar la factibilidad y estimar los costos.

### II.-OBRAS DE ENTUBAMIENTO Y BOMBEO EN EL NORORIENTE

Consisten en las obras de desalojo de los flujos hacia el Gran Canal con el entubamiento del río de los Remedios mediante un túnel entre el Gran Canal y el Dren General del Valle, el entubamiento en túnel de una parte de este Dren General, dos lagunas de regulación y dos plantas de bombeo de gran capacidad. Estas obras se muestran en la figura I.8. Esta es la alternativa mas barata y conveniente de las diversas estudiadas. El análisis y descripción detallada de las alternativas está contenido en un informe del Instituto de Ingeniería en elaboración.

El proyecto de detalle de estas obras está en proceso. Sus características principales son:

Túnel del río de los Remedios	Longitud 10,048 m	Diámetro 5 m.
Túnel del Dren General	Longitud 6,666 m	Diámetro 5 m.
Planta de Bombeo del Dren .Gral.	Gasto 80 m <sup>3</sup> /seg	Carga 28 m.
Planta de bombeo de la Planta de trat.	Gasto 40 m <sup>3</sup> /seg	Carga 15 m.
Laguna de reg casa Colorada	Cap 5 mill. de m <sup>3</sup>	Área 366 Ha.
Laguna de regulación "fusible"	Cap 0.6 mill de m <sup>3</sup>	Área 38 Ha.

Las figuras I.9 a I.12 muestran un perfil de los túneles y una planta de las lagunas de regulación.

Las obras descritas son las que se incorporan como parte de este proyecto de Saneamiento del Valle de México. El resto de las obras del drenaje profundo, como el interceptor del oriente o la rehabilitación del interceptor del poniente, están en proceso de construcción como parte del programa normal de obras del DDF.

## ESCURRIMIENTOS HACIA LOS EMISORES DEL DRENAJE CON LAS OBRAS PROPUESTAS.

Las obras antes descritas permiten modificar los flujos hacia el Gran Canal, al Emisor del Poniente y al Emisor Central como se muestra en las figuras I.13, I.14 e I.15.

El manejo de las avenidas extraordinarias, con periodos de retorno hasta de 50 años, obligará a conducir los "picos" de las avenidas provenientes del río de los Remedios y del Dren General a las lagunas de regulación. Los análisis correspondientes se describen en el informe del Instituto de Ingeniería ya mencionado.







### ESCURRIMIENTOS HACIA EL EMISOR CENTRAL. AÑO LLUVIOSO

VOLUMEN ANUAL = 199 mill. de m<sup>3</sup>

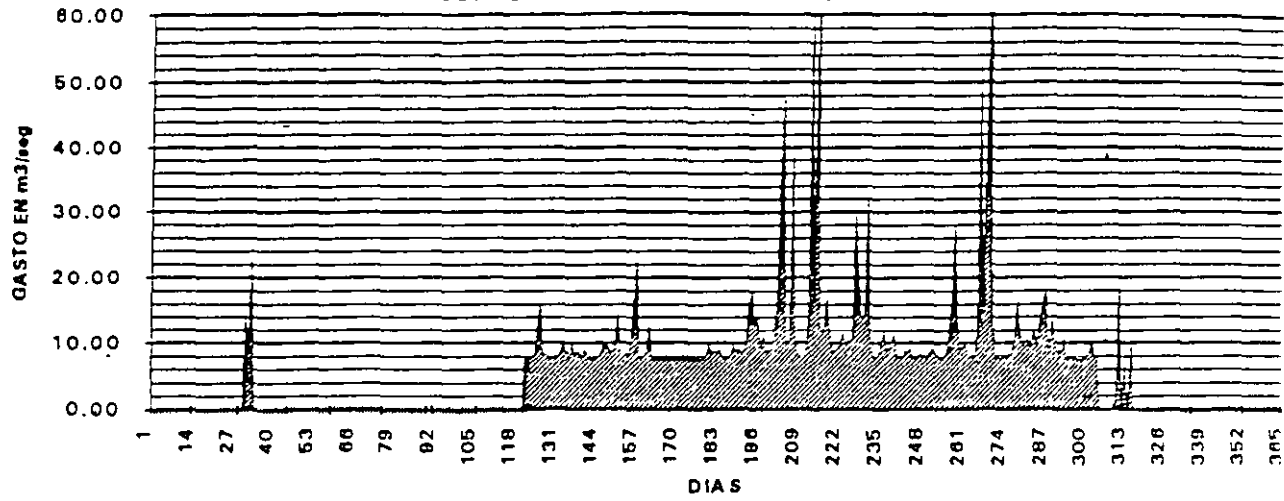


FIGURA I.15

### HUNDIMIENTOS ANUALES PROMEDIO A LO LARGO DEL GRAN CANAL

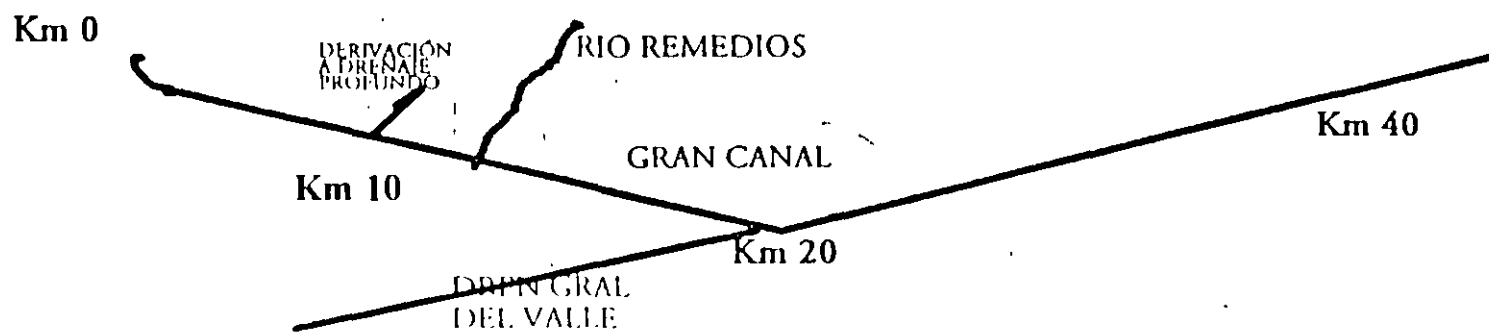
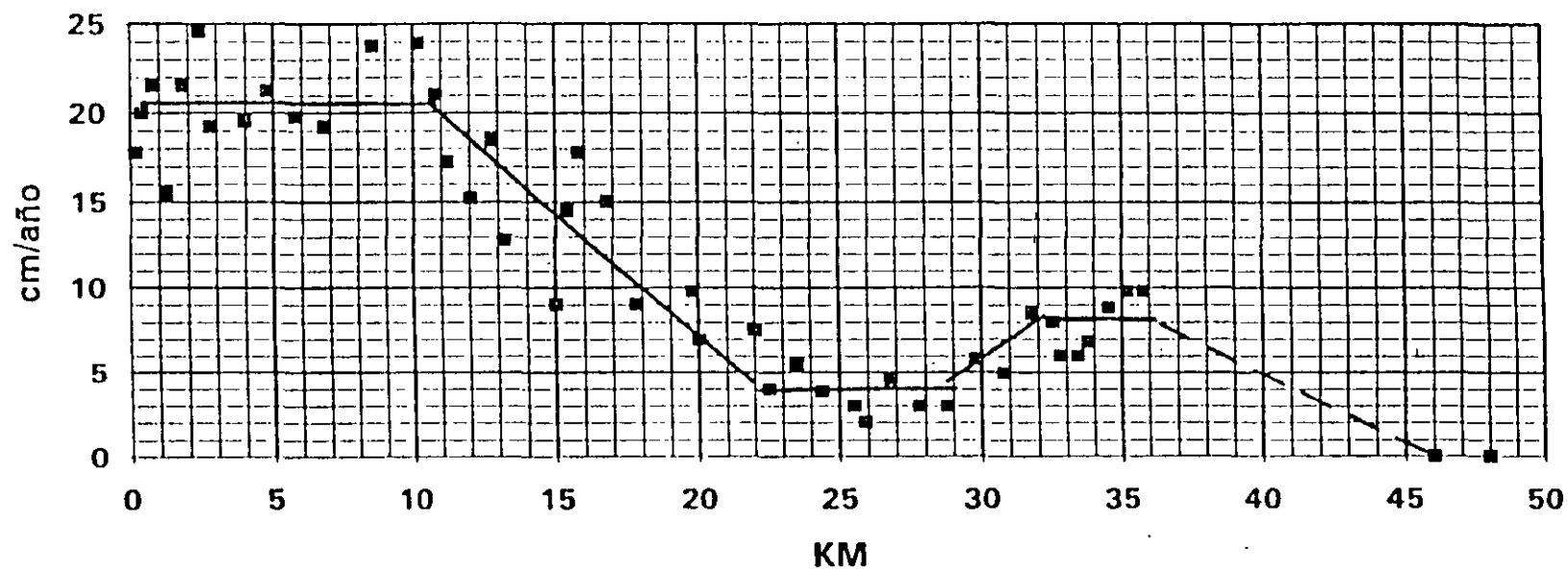
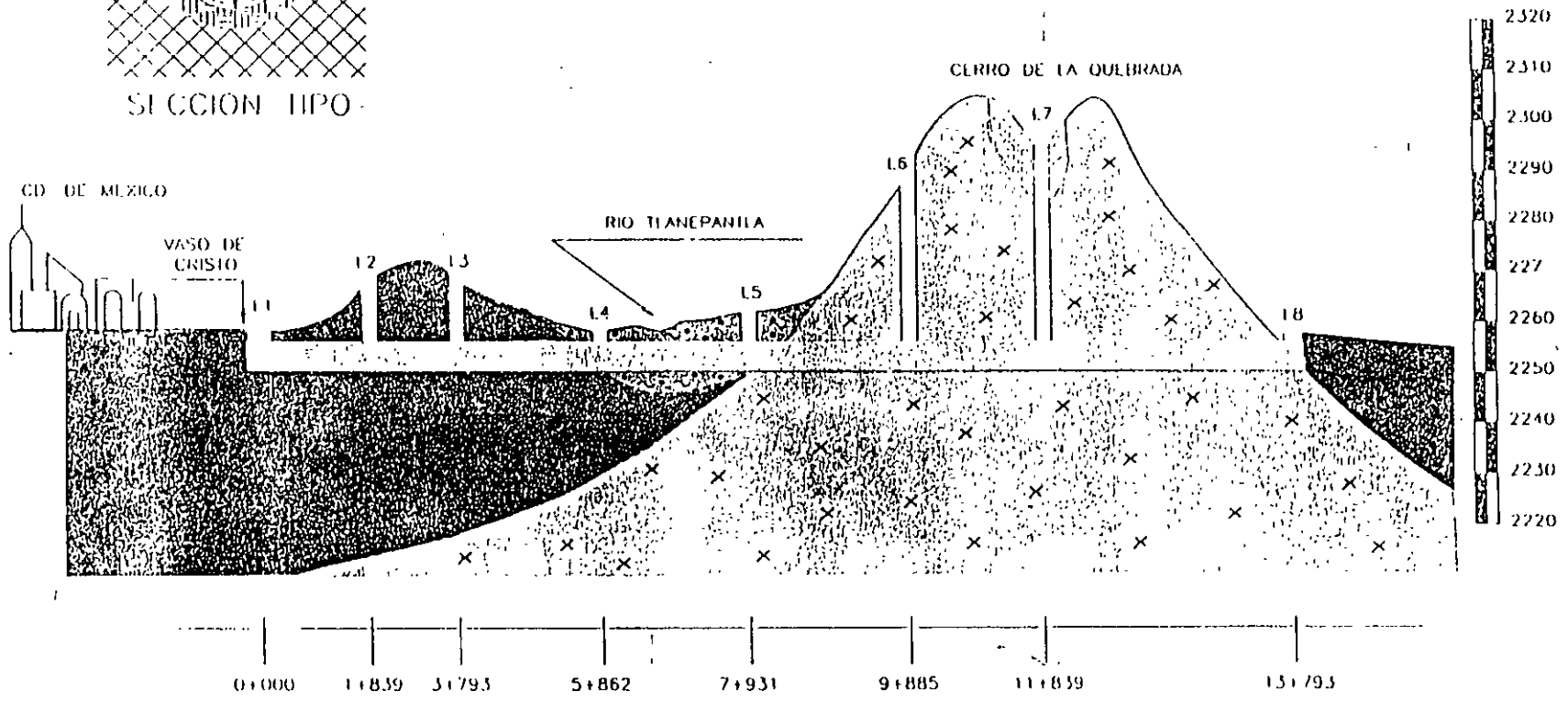






FIGURA I.5

# TUNEL VASO DEL CRISTO

## 0+000 AL 13+793







### SIMBOLOGIA

-  ROCA
-  LIMO ARENOSO (TOBA)
-  ARCILLA
-  MATERIAL MEJORIZADO

# TRAZO DEL TUNEL VASO DEL CRISTO

## SIMBOLOGIA

-  EMISOR VASO DE CRISTO
-  EMISOR PONIENTE I
-  LUMBRERA
-  LECHERIA

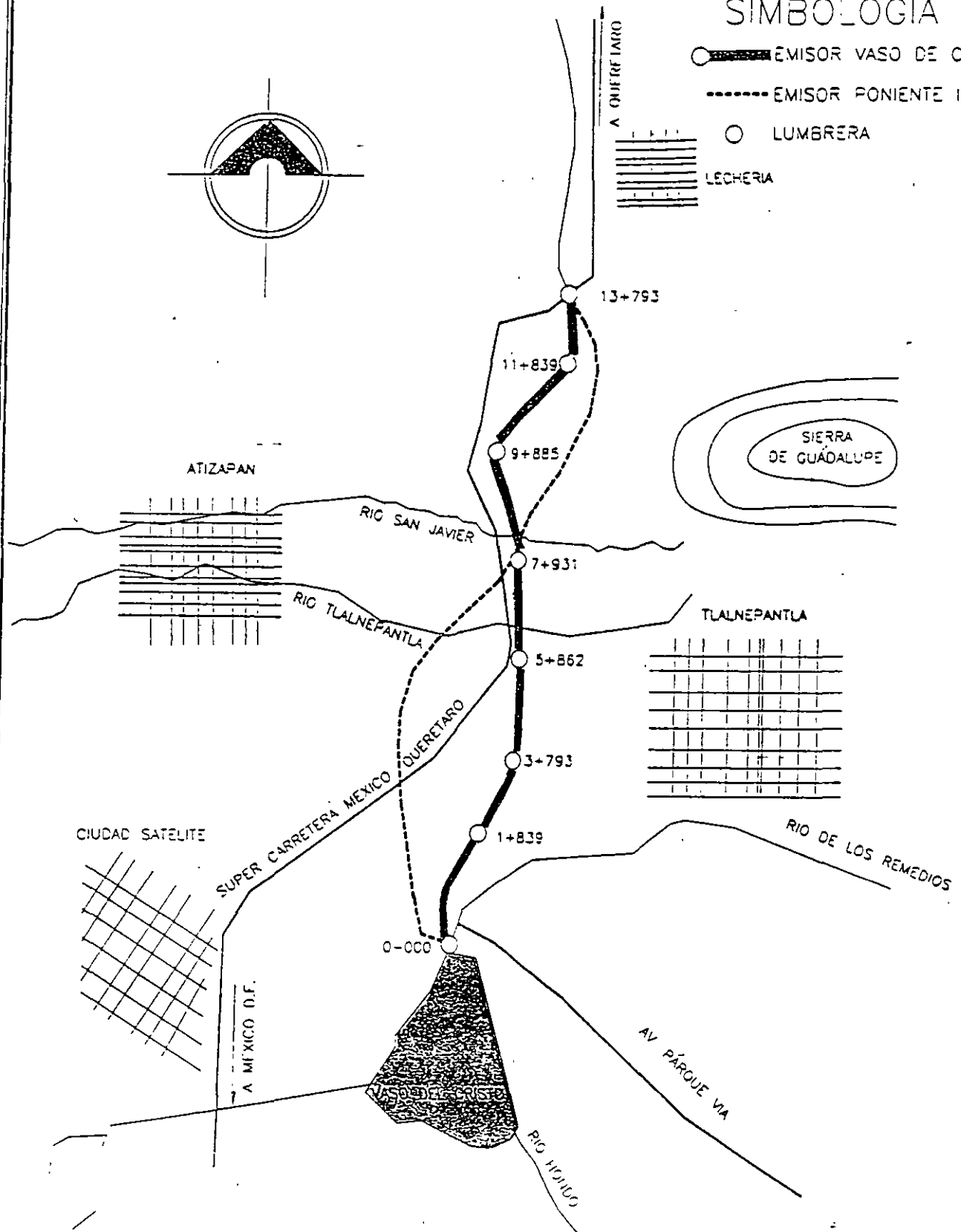
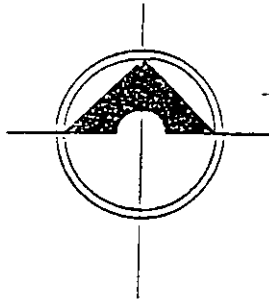


FIGURA I-6



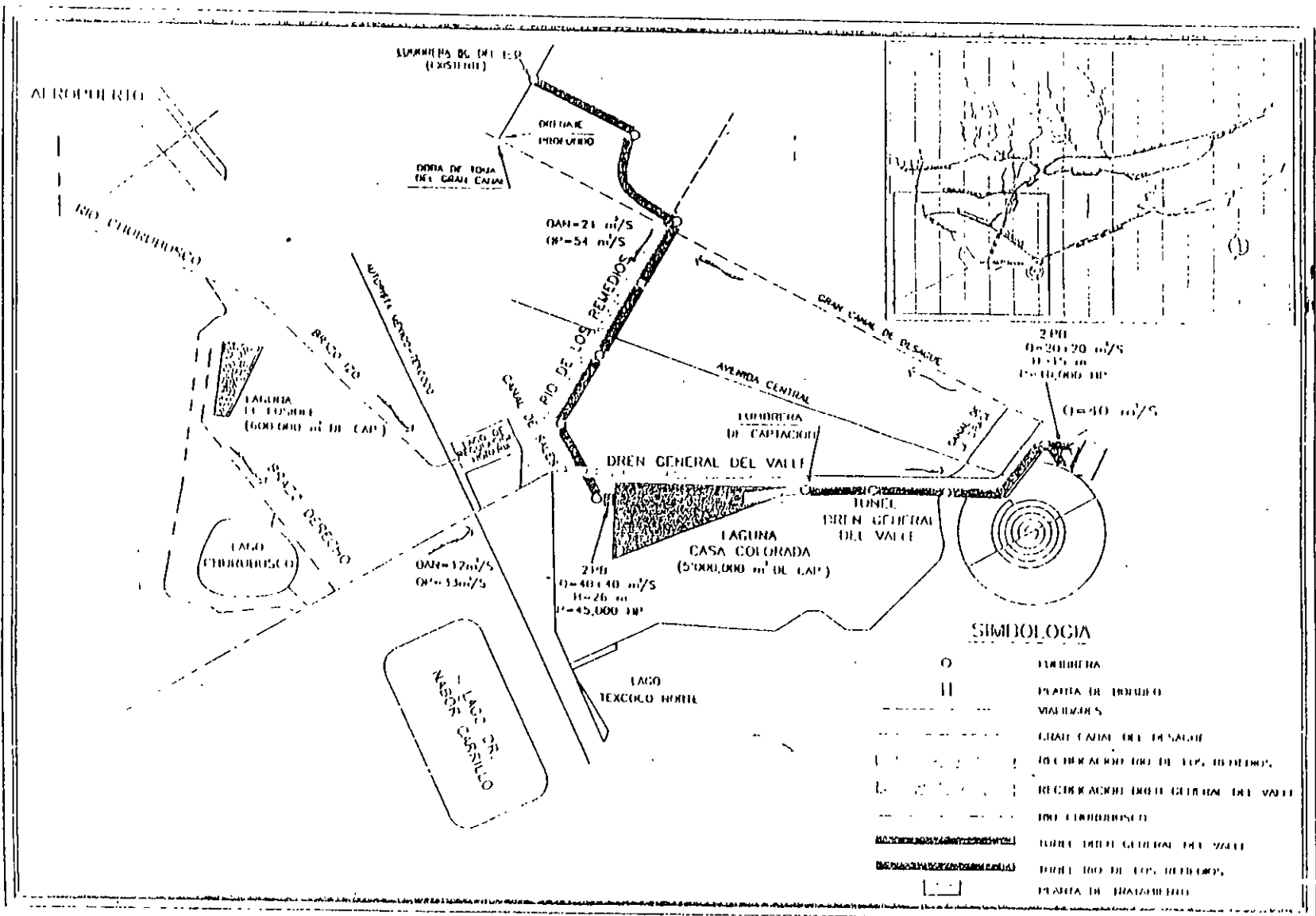
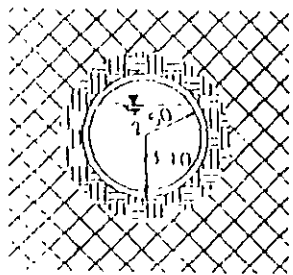


FIGURA 1-13





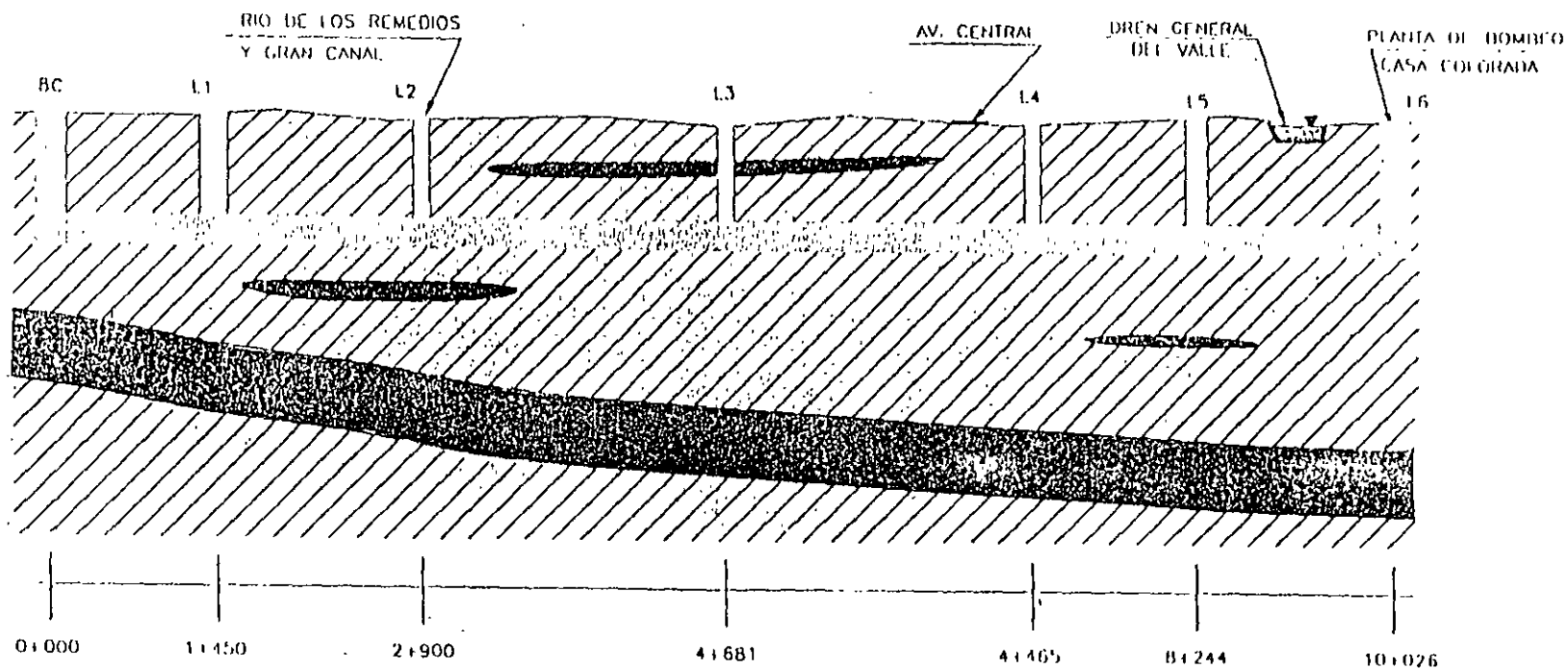
# TUNEL INTERCEPTOR RIO DE LOS REMEDIOS



SECCION TIPO

## SIMBOLOGIA

-  ARENA LIMOSA  
1<sup>ra</sup> CAPA DURA
-  ARCILLA



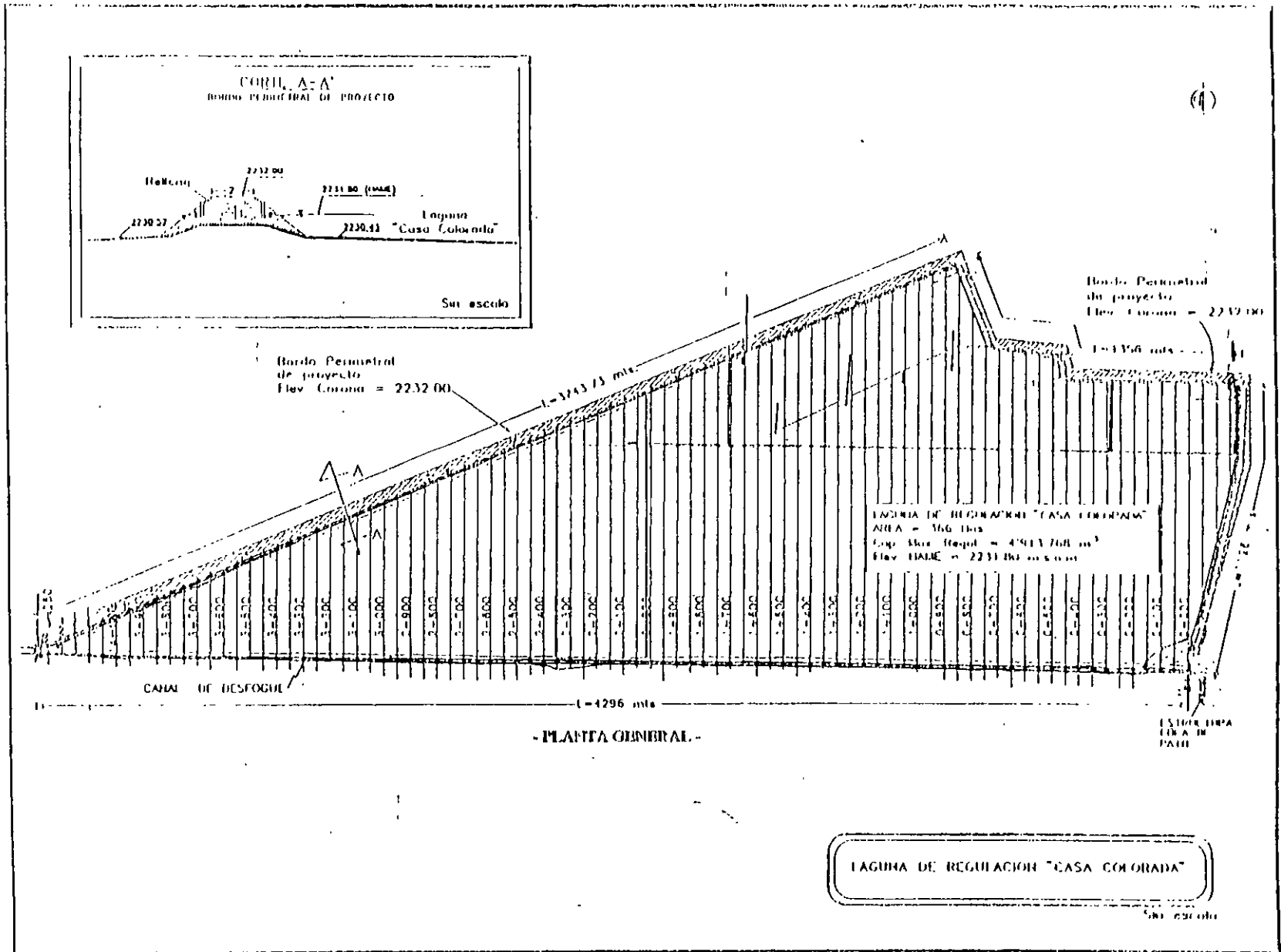
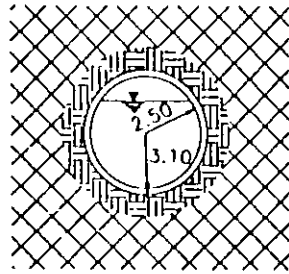




FIGURA 1-11

# TUNEL INTERCEPTOR DREN GENERAL DEL VALLE



SECCION TIPO

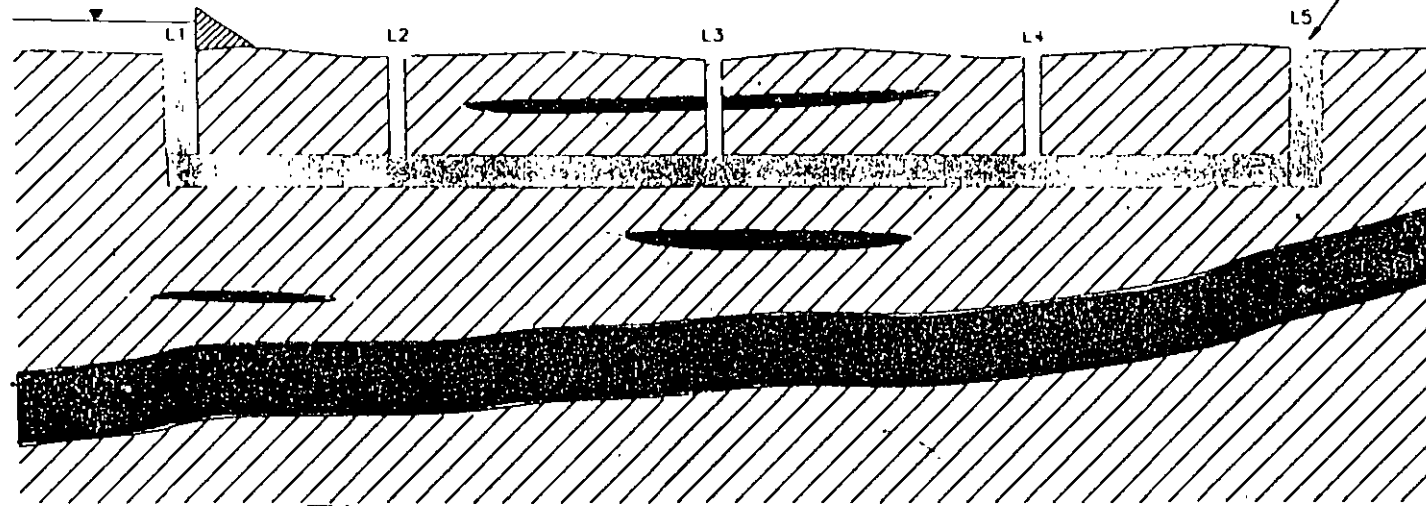
SIMBOLOGIA

-  ARENA LIMOSA  
1ª CAPA DURA
-  ARCILLA

LAGUNA DE REGULACION  
CASA COLORADA

PLANTA DE BOMBEO

40 m<sup>3</sup>/S



0+000

1+666

3+333

4+999

6+666

ESCURRIMIENTOS HACIA EL GRAN CANAL DE DESAGÜE. AÑO DE LLUVIAS ABUNDANTES

VOLUMEN ANUAL = 1081 mill. de m<sup>3</sup>

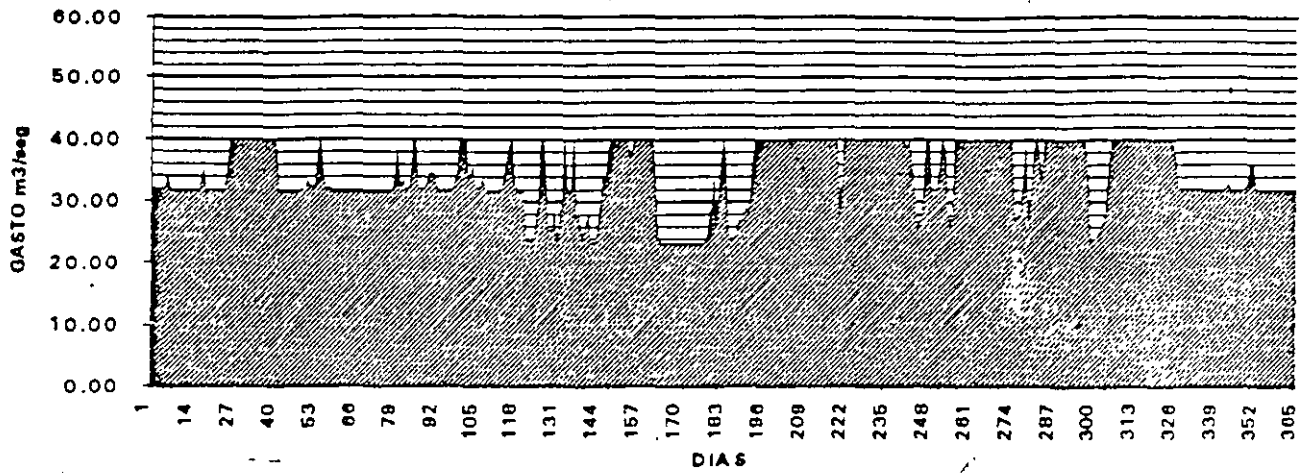


FIGURA I.13

ESCURRIMIENTOS HACIA EL EMISOR DEL PONIENTE. AÑO LLUVIOSO.

VOLUMEN ANUAL = 347 mill. de m<sup>3</sup>

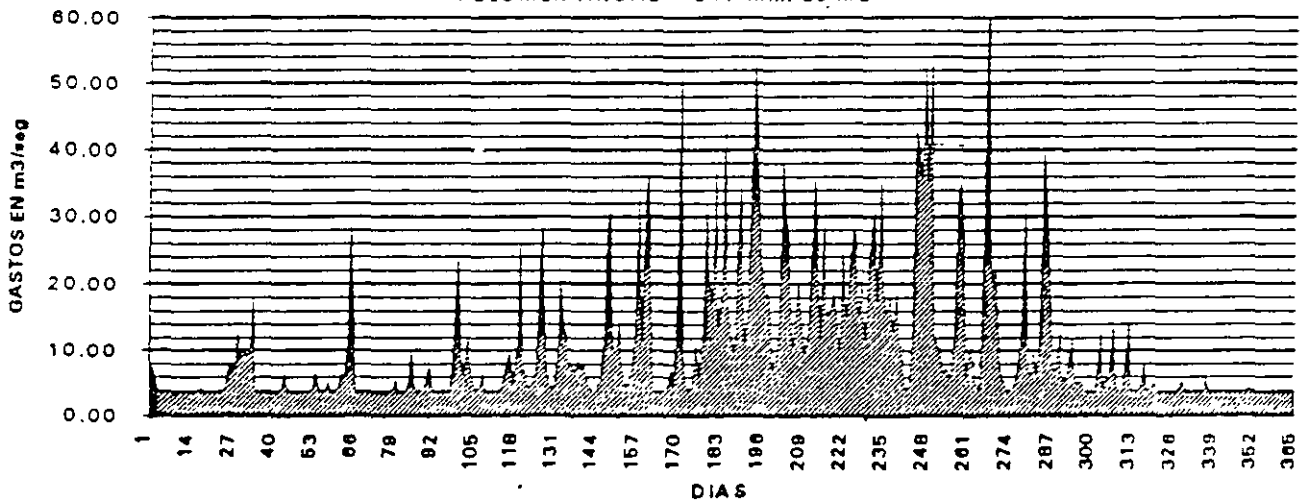
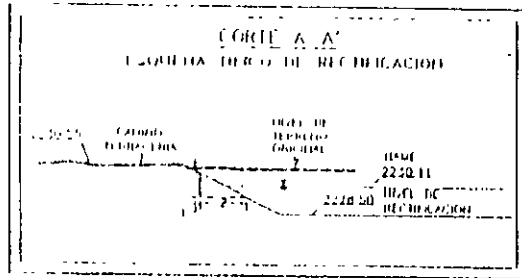


FIGURA I.14



LINEA DE RECTIFICACION DE PROYECTO

ZONA DE TIPO

L=483 mts.

L=678 mts.

**LAGUNA DE REGULACION DEL "FUSIBI"**  
 AREA = 37.62 Has.  
 CAP. MAX. REGULACION = 806,940 m<sup>3</sup>  
 ELEV. NAVE = 2230.11 m.s.n.m.  
 ELEV. RECTIFICACION = 2228.50 m.s.n.m.  
 ELEV. MINIMA BORDOS PERIMETRALES = 2230.50 m.s.n.m.

ZONA DE TIPO

CAMBIO DE PENDIENTE

L=968 mts.

Canal de Interconexion entre la Laguna del "FUSIBI" y el brazo derecho del Rio Chiriquito. Elevacion Cresta = 2226.63 m.s.n.m. Ancho = 3 mts. Fondo Maximo = 150 mts. Longitud = 40.50 mts.

LINEA DE RECTIFICACION DE PROYECTO

Ver ficha de Caracteristicas del Rio Chiriquito. Elevacion Cresta = 2226.63 m.s.n.m. Fondo Maximo = 150 mts. Longitud = 40.50 mts. Ancho = 3 mts.

**LAGUNA DE REGULACION DEL "FUSIBI"**

100 15 112

## **II.- CALIDAD DEL AGUA DEL DRENAJE**

## II.- CALIDAD DEL AGUA DEL DRENAJE

Los análisis de las aguas del drenaje se muestran en el anexo I. Los resultados de estos análisis no difieren en general de los normales en las aguas de drenaje urbano.

Los valores medios de los diversos componentes se muestran en la siguiente tabla, de análisis realizados por el laboratorio de la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) del DDF entre 1988 y 1993:

VALORES MEDIOS DE LOS COMPONENTES EN EL AGUA DEL DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO

PARÁMETRO	GRAN CANAL	EMISOR CENTR
pH	7.88	7.38
COLOR	304	192
TURBIDEZ	106	93
ALC TOT	618	357
ALC F	16	13
DUREZA T	252	186
CO3	32	26
COND ELE	2052	1047
CLORURO	276	106
BORO	2.06	2.96
SO4	105	101
DUR Ca	129	103
DUR Mg	117	85
ST	1718	1118
STF	1286	740
STV	457	378
SDT	1447	772
SDF	1166	521
SDV	325	231
SST	252	362
SSF	136	203
SSV	130	159
SSed	2.06	2.88

PARÁMETR.	GRAN CANAL	EMISOR CENTR.
N-NH3	22	13
NTK	35	21
NO3	0.37	1.1
P TOTAL	10	7.7
FOS TOT	28	24
ORTOFOS	22	13
N-ORG	11	10
N-NO2	0.06	0.05
Ca SOL	49	35
Mg SOL	26	17
Na SOL	347	163
K SOL	47	25
Ca TOT	52	37
Mg TOT	28	20
Na TOT	345	163
K TOT	49	29
Fe SOL	0.3117	0.2912
Mn SOL	0.1288	0.1294
Pb SOL	0.0514	0.0654
Cd SOL	0.0080	0.0084
Hg SOL	0.0004	0.0026
As SOL	0.0011	0.0023
Cr SOL	0.0125	0.0270

PARÁMETR	GRAN CANAL	EMISOR CENTR
Zn SOL	0.0367	0.0234
Cu SOL	0.0176	0.0166
Se SOL	0.0006	0.0
Si SOL	27	
Fe TOT	4.24	5.79
Mn TOT	0.1763	0.1992
Pb TOT	0.0866	0.1467
Cd TOT	0.0084	0.0108
Hg TOT	0.0017	0.0034
As TOT	0.0056	0.0117
Cr TOT	0.0445	0.0912
Zn TOT	0.4197	0.3523
Cu TOT	0.1119	0.1031
Se TOT	0.0012	0.0008
Si TOT	33	24
COL FEC	2.2E+07	1.1E+08
COL TOT	8.6E+07	2.7E+08
DBO TOT	219	155
DBO SOL	152	113
DQO TOT	576	445
DQO SOL	356	257
GyA	58	83
SAAM	14	8.5

Solo vale la pena destacar que, contrariamente a lo esperado, durante la época de lluvias no se produce una dilución importante de los contaminantes del efluente con excepción del nitrógeno amoniacal y los fosfatos, por otro lado los

EMISOR CENTRAL

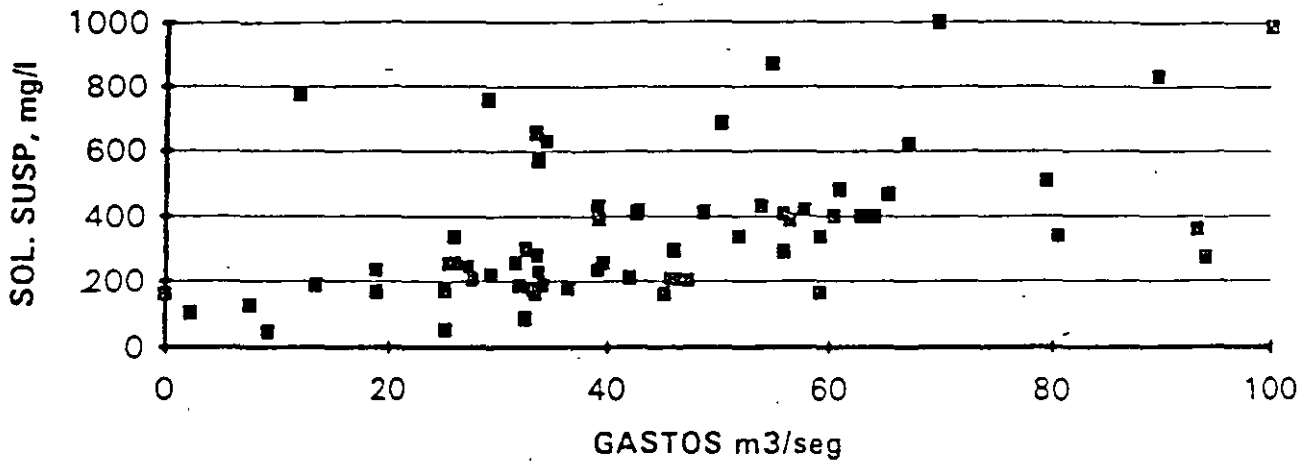


FIGURA II.1

EMISOR CENTRAL

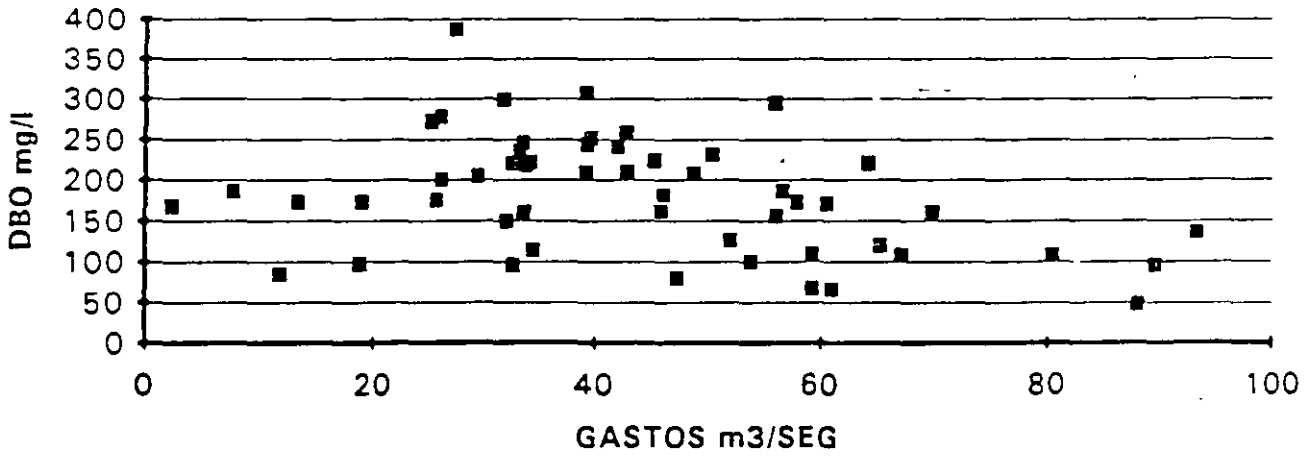


FIGURA II.2



### EMISOR CENTRAL

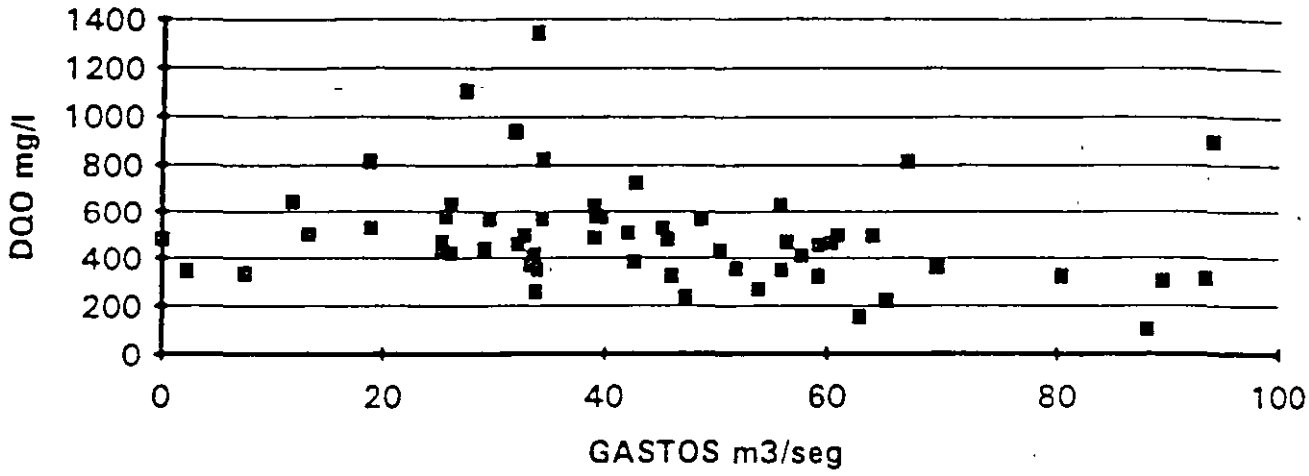


FIGURA II.3

### EMISOR CENTRAL

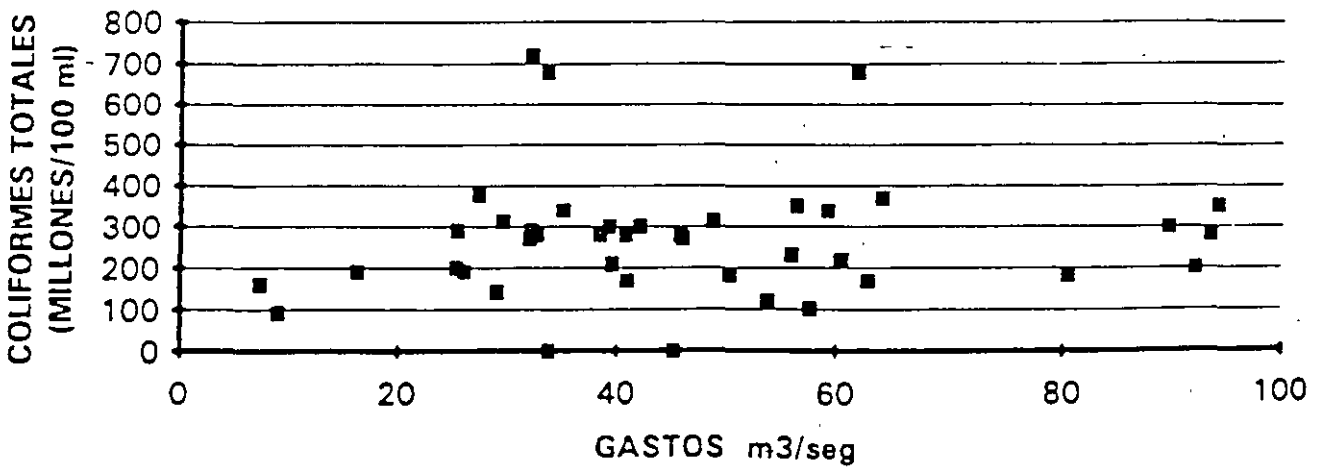


FIGURA II.4

**III.-PROBLEMAS SANITARIOS Y  
AMBIENTALES PRODUCIDOS  
POR LAS AGUAS DEL DRENAJE**

### III.- PROBLEMAS SANITARIOS Y AMBIENTALES PRODUCIDOS POR LAS AGUAS DEL DRENAJE.

La utilización del agua en riego resulta en un tratamiento de las aguas a nivel avanzado. Puede decirse que el área metropolitana de la Ciudad de México cuenta con una planta de tratamiento, muy eficaz por cierto, constituida por las zonas de riego.

En la figura III.1 se muestran los cauces que reciben las aguas negras en la zona de Tula y que se llevan al riego y los cauces que reciben los retornos del drenaje de la zona agrícola.

Los escurrimientos del río Tula, aguas abajo de la presa Endhó, provienen del acuífero de la zona que a su vez es alimentado en más del 90% por la infiltración del agua de riego. Solo eventualmente recibe descargas del vertedor de la presa en la época de lluvias.

Estos retornos del agua de riego usada en Tula son de buena calidad como muestran los análisis realizados en los puntos señalados en esa figura III.1.

Las figuras III.2, III.3, III.4, III.5 y III.6 ejemplifican lo anterior; en los puntos de muestreo 8, 9 y 10 sobre el cauce principal del río Tula, la DBO media, por ejemplo, es inferior a 10 mg/l y el contenido de oxígeno disuelto es, en promedio, de 5 mg/l. El nitrógeno amoniacal prácticamente desaparece en tanto que el nitrógeno de nitratos aumenta de prácticamente 0 a 2.5 mg/l, los fosfatos totales se encuentran por debajo de 1 mg/l. Es notable que aún los detergentes son eliminados como muestra la figura III.7, con los valores de las sustancias activas al azul de metileno. Los coliformes, sin embargo, se encuentran en niveles de 100 mil /100 ml, atribuibles a las descargas de las aguas residuales de las poblaciones locales, figura III.8.

Los análisis muestran que las zonas de riego funcionan como una planta de tratamiento avanzado con un proceso de nitrificación y con muy alta eficiencia. Los resultados detallados de los análisis se presentan en el anexo II.

La Comisión Nacional del Agua y el British Geological Survey están realizando un estudio, patrocinado por la Overseas Development Administration, de las aguas subterráneas en la zona del distrito de riego de Tula.

Los análisis del agua de los pozos de la zona, se pueden consultar en el 1er. informe de este estudio "*Impact of wastewater reuse on groundwater in the Mezquital valley, Hidalgo State, Mexico. Phase I report - feb 1995*".

De acuerdo con estos análisis, las muestras de algunos pozos y manantiales de la zona, muestran valores de diversos componentes por encima de los admitidos para el agua potable, en particular N de NO<sub>3</sub>, coliformes fecales, cloruros, carbono total, magnesio, sulfatos y hierro.

La contaminación del acuífero con nitratos es la mas preocupante, esta es producto de la conversión del nitrógeno amoniacal contenido en el agua de riego, este no parece ser un problema generalizado pues como se mencionó anteriormente, el agua del acuífero escurre al rio Tula y éste contiene nitrógeno de NO<sub>3</sub> en niveles de 2 a 3 mg/l en promedio, bien por debajo de los 10 mg/l recomendados por la OMS y establecidos como norma por la EPA de EUA.

El contenido de nitratos en los pozos y manantiales, especialmente en las fuentes de abastecimiento de agua potable de la zona debe ser cuidadosamente vigilado y conviene realizar su determinación sistemática para verificar los reportes disponibles.

De acuerdo con los datos del informe mencionado los pozos que muestran alto contenido de NO<sub>3</sub>, N>10ppm, se agrupan a lo largo de ciertas líneas como el Valle del rio del Salto y del rio Actopan como se muestra en la figura III.9. Este aspecto es actualmente materia de estudio. Conviene incorporar al proyecto el tratamiento del agua potable para controlar los nitratos o cambiar algunas de las fuentes de abastecimiento.

El problema mas grave que se presenta, sin embargo, resulta del alto grado de contacto humano, de los trabajadores agrícolas y en general de toda la población que habita en la zona de riego, con las aguas negras sin tratar y los problemas sanitarios que esto produce.

Los trabajos hechos por el Instituto Nacional de Salud Pública y el Instituto Nacional de la Nutrición desde el año de 1988, demuestran que la población

que habita en las zonas de riego (aproximadamente 400,000 personas), sufren infecciones parasitarias, con índices de 12 a 14 veces más altos que en otras zonas. Vease el informe, en el anexo III, de los Doctores Cifuentes, Ruiz Palacios et al. En este trabajo se presentan las infecciones por *Ascaris Lumbricoides* como indicador del riesgo de enfermedades gastrointestinales de origen hídrico. La tabla que sigue muestra los índices obtenidos en dichos estudios en dos zonas, Tula y Alfajayucan, en el primer caso las aguas utilizadas en riego son aguas negras crudas directamente del Gran Canal y en el segundo han pasado por un proceso de sedimentación en dos presas, Endhó y Rojo Gómez, mas cierta dilución por aportes de cuenca propia de la última, con lo cual el contenido de huevos de parásitos en el agua es menor de 1/l lo que cumple con las recomendaciones de la OMS. Puede verse la influencia de los patógenos del agua usada en el riego en los índices infecciosos de la población, dado que ambas zonas son semejantes en todos los aspectos (distribución de la población, prácticas agrícolas, niveles socioeconómicos, etc.)

**RIESGO DE INFECCIÓN POR *ASCARIS LUMBRICOIDES* EN EL VALLE DEL MEZQUITAL (1990-91)**

ZONA	INDIVIDUOS ESTUDIADOS	No. DE INFECTADOS	%	FRECUENCIA RELATIVA
<b>EN NIÑOS DE 0 A 4 AÑOS</b>				
ÉPOCA DE SECAS				
TULA	341	34	10.0	18
ALFAJAYUCAN	327	2	0.6	1
ÉPOCA DE LLUVIAS				
TULA	335	46	13.7	5.7
ALFAJAYUCAN	356	9	2.5	1
<b>POBLACIÓN MAYOR DE 5 AÑOS</b>				
ÉPOCA DE SECAS				
TULA	759	94	12.4	12.7
ALFAJAYUCAN	809	8	1.0	1
ÉPOCA DE LLUVIAS				
TULA	698	115	16.5	14.4
ALFAJAYUCAN	855	10	1.2	1

Es de suponer que el alto grado de enfermedades en la zona es un factor de diseminación de la enfermedad hacia fuera de ella, fundamentalmente hacia la zona Metropolitana de la Ciudad de México, debido al flujo de personas y de productos agropecuarios, aunque no se cuenta con información al respecto. Esto, independientemente de que el riego de hortalizas que se comen crudas haya sido prohibido desde el año 1992 como medida de protección a los consumidores. Sin embargo, subsiste el cultivo ilegal de hortalizas en la zona.

Por otro lado, aunque también sin disponer de información, se puede suponer la existencia de problemas de salud animal, pues la ganadería no estabulada de la zona utiliza como abrevaderos los canales de riego con aguas negras.

El problema sanitario puede ser resuelto con el tratamiento de las aguas del drenaje antes de ser usadas en el riego y la situación descrita permite afirmar que el tratamiento de las aguas del drenaje del Area Metropolitana de la Ciudad de México debe tener como propósito fundamental la desinfección, es decir, la eliminación de patógenos (bacterias y parásitos). Con el doble propósito de proteger la salud de la población de la zona y de levantar restricciones a los cultivos en beneficio de la economía local. Asimismo, conviene que el tratamiento remueva lo menos posible la materia orgánica y los nutrientes del agua, para afectar, en la menor medida posible, sus propiedades fertilizantes para la producción agrícola.

La "planta de tratamiento", constituida por las zonas de riego, tiene excedentes durante la época de lluvias que fluyen a los cuerpos de agua sin recibir tratamiento. Esta es una situación propia de los sistemas de drenaje combinado y de difícil solución, por lo que aún en EUA y en la CEE no se han llegado a plantear normas precisas y solamente existen recomendaciones y políticas de carácter general para abordar estos problemas.

En este caso, los excedentes escurren fundamentalmente a la presa de Endhó y luego son usados en riego, sin embargo, esporádicamente la presa de Endhó vierte hacia el río Tula. Otros puntos de vertido de excedentes son los canales de riego cuando las lluvias locales bajan la demanda de agua para riego, estos puntos se muestran en la figura III.1. La mejor manera de enfocar el problema de estos vertidos durante la época de lluvias consiste en considerar a la presa de Endhó como parte del proceso de tratamiento para estos excedentes y reforzar el manejo, que ya se realiza, de los canales del distrito de riego para que sirvan de almacenamiento cuando reciben gastos mayores que los

utilizados en riego, así como la rehabilitación de uno de los canales del distrito de riego, el canal Dendho, que permite llevar el agua no usada en riego desde el río del Salto al embalse de la presa Endhó.

Por otro lado en la propuesta que se hace mas adelante se contempla tratar un alto porcentaje de estos excedentes a un nivel primario mejorado con coagulación, que coincide con los planteamientos que se hacen en diversas ciudades de EUA y de Europa para tratar este tipo de escurrimientos.

Adicionalmente, en este momento se está ampliando la capacidad de la obra de toma de la presa Endhó para aprovechar en el riego una mayor parte del agua, esto reducirá la frecuencia y volumen de los vertidos de la presa hacia el río Tula y habrá una mayor variación de niveles en embalse con beneficios para la calidad del agua de la presa.

En cuanto a la contaminación por metales pesados en los suelos del distrito de riego, la información disponible muestra que después de 80 años de regar con las aguas del drenaje, si bien se pueden detectar aumentos en su contenido, este se encuentra muy por debajo de los límites tolerables y es inferior a los límites establecidos en países como Suiza a los propuestos para Alemania. Vease el Anexo IV.

En el mismo Anexo IV se mencionan las referencias de los estudios disponibles sobre el contenido de metales pesados en los cultivos de la zona. Estos están por debajo de los considerados aceptables.

Otro problema causado por las aguas residuales que se puede mencionar es el de la proliferación del lirio acuático en el embalse de Endhó que ha provocado la presencia de plagas de mosquitos. Este problema se está atacando con la remoción mecánica del lirio y la aplicación de herbicidas e insecticidas. Es improbable que cualquier tratamiento que se hiciera del agua del drenaje eliminara la plaga de lirio.

La regeneración del embalse, que ha recibido aguas del drenaje durante muchas décadas, es un asunto que habrá que analizar con cuidado en el futuro dada su complejidad y los costos que representaría.

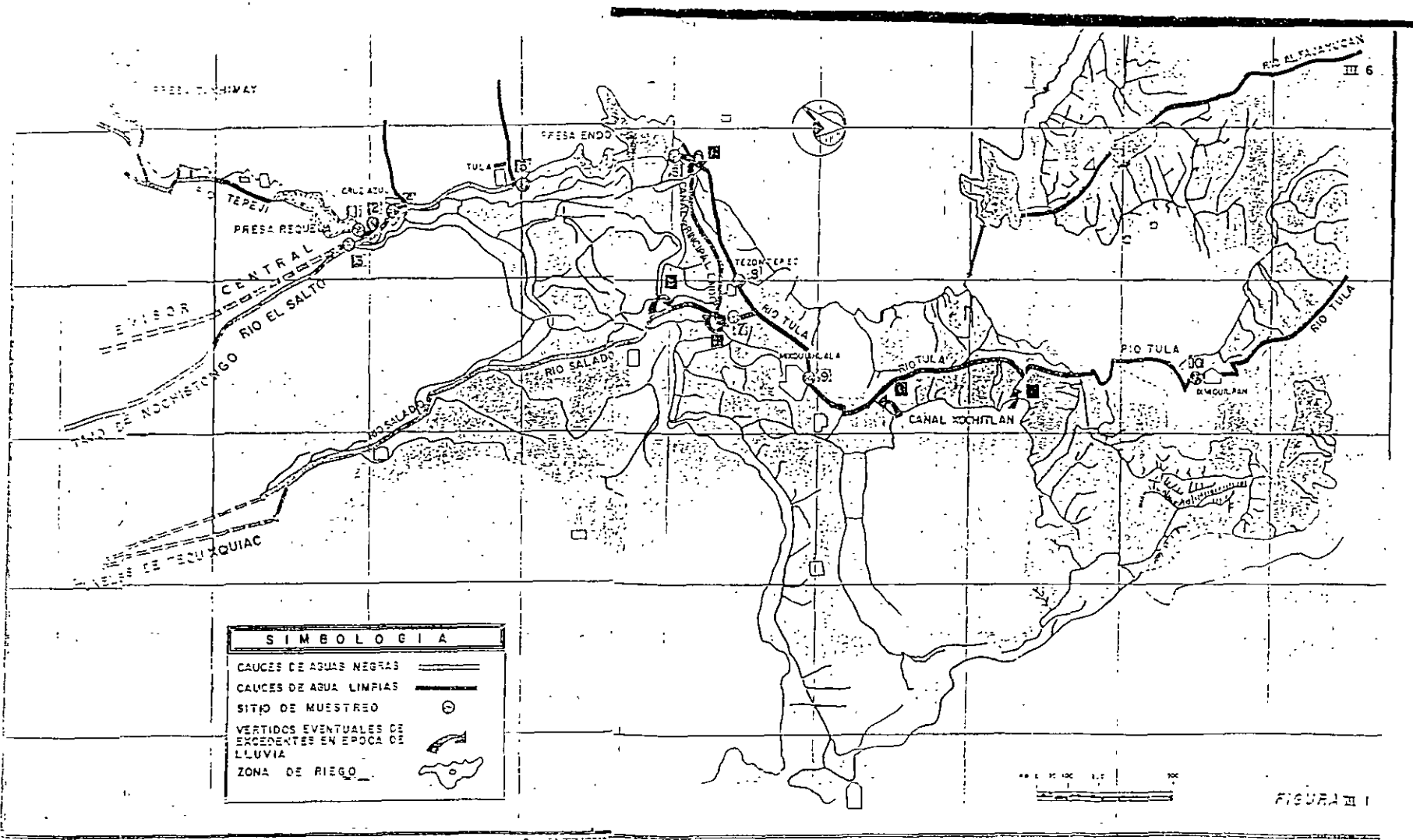


FIGURA III



**PUNTOS DE MUESTREO  
EN EL RIO TULA  
(VEASE EL PLANO DE LA FIGURA 15)**

- 1.-OBRA DE TOMA DE LA PRESA REQUENA
- 2.-RIO TEPEJI (AGUAS ABAJO DE REQUENA)
- 3.-DESCARGA DEL EMISOR CENTRAL
- 4.-RIO TULA EN PUENTE CRUZ AZUL
- 5.-RIO TULA PUENTE CD. DE TULA
- 6.-CANAL DE LA OBRA DE TOMA DE LA PRESA ENDHÓ
- 7.-RIO SALADO EN PUENTE DE TEZONTEPEC
- 8.-RIO TULA EN TEZONTEPEC
- 9.-RIO TULA EN MIXQUIAHUALA
- 10.-RIO TULA EN IXMIQUILPAN

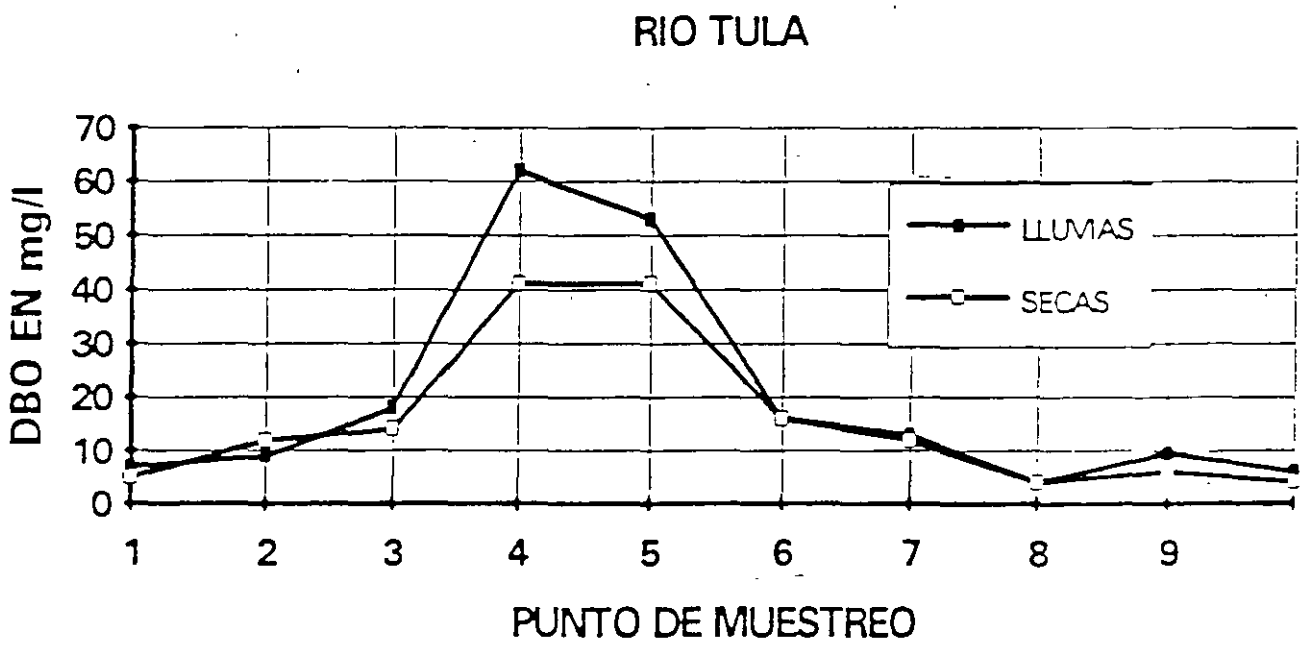


FIGURA III.2

RIO TULA

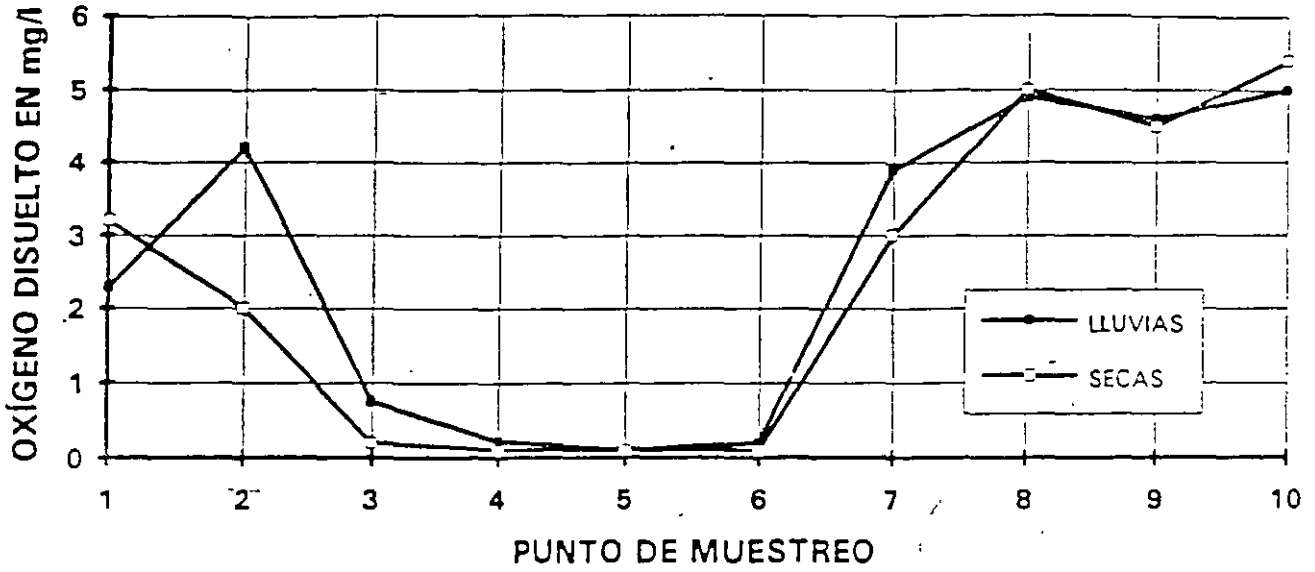


FIGURA III.3

RIO TULA

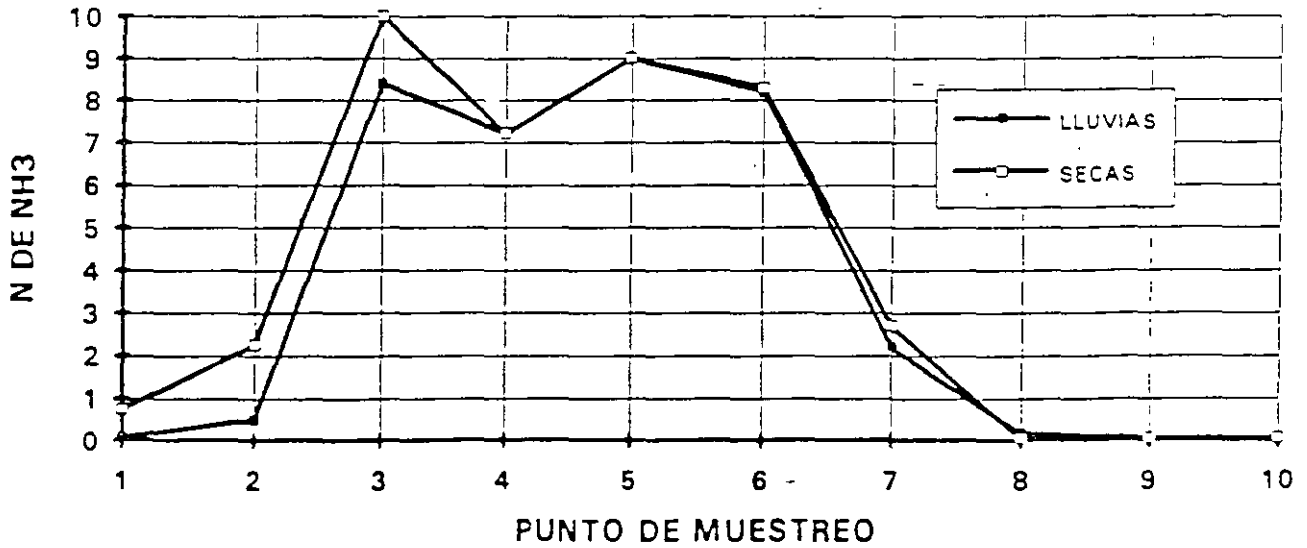


FIGURA III.4

RIO TULA

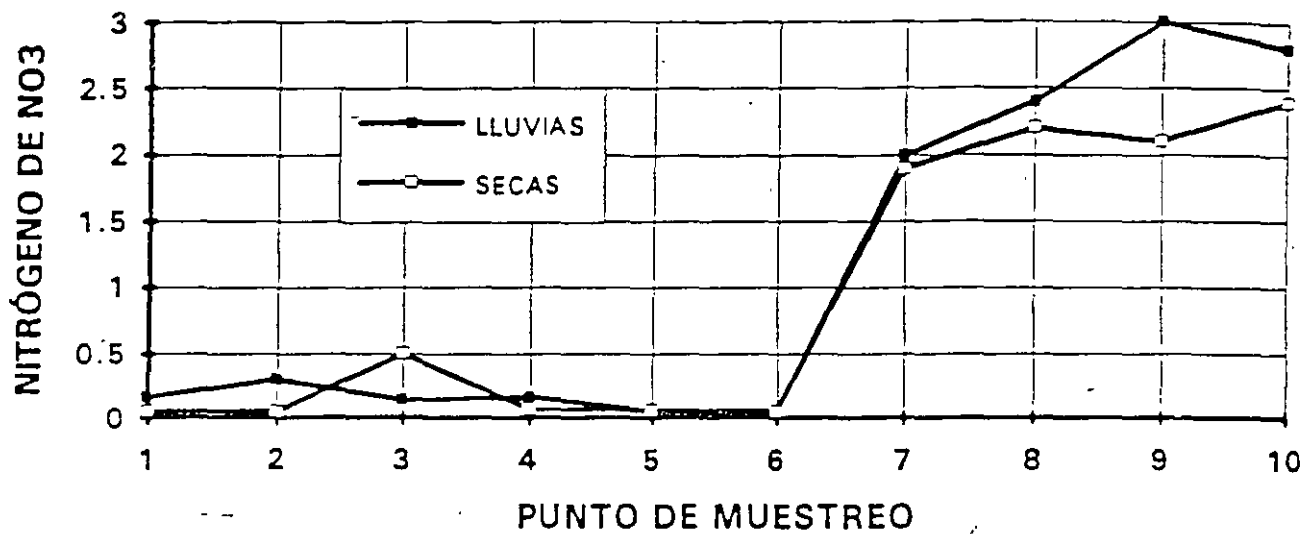


FIGURA III.5

RIO TULA

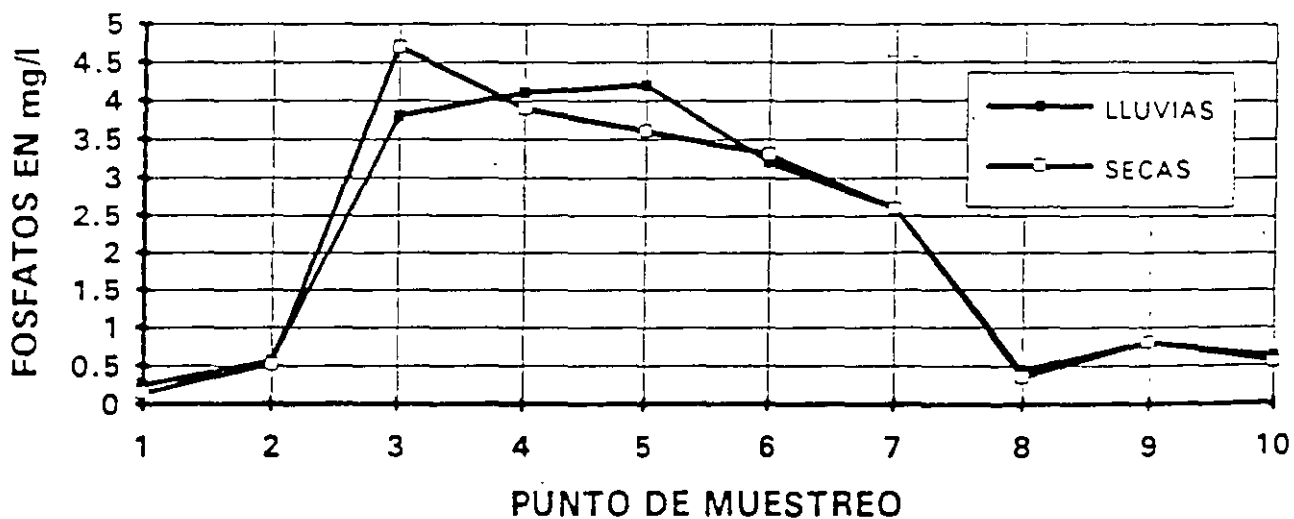


FIGURA III.6

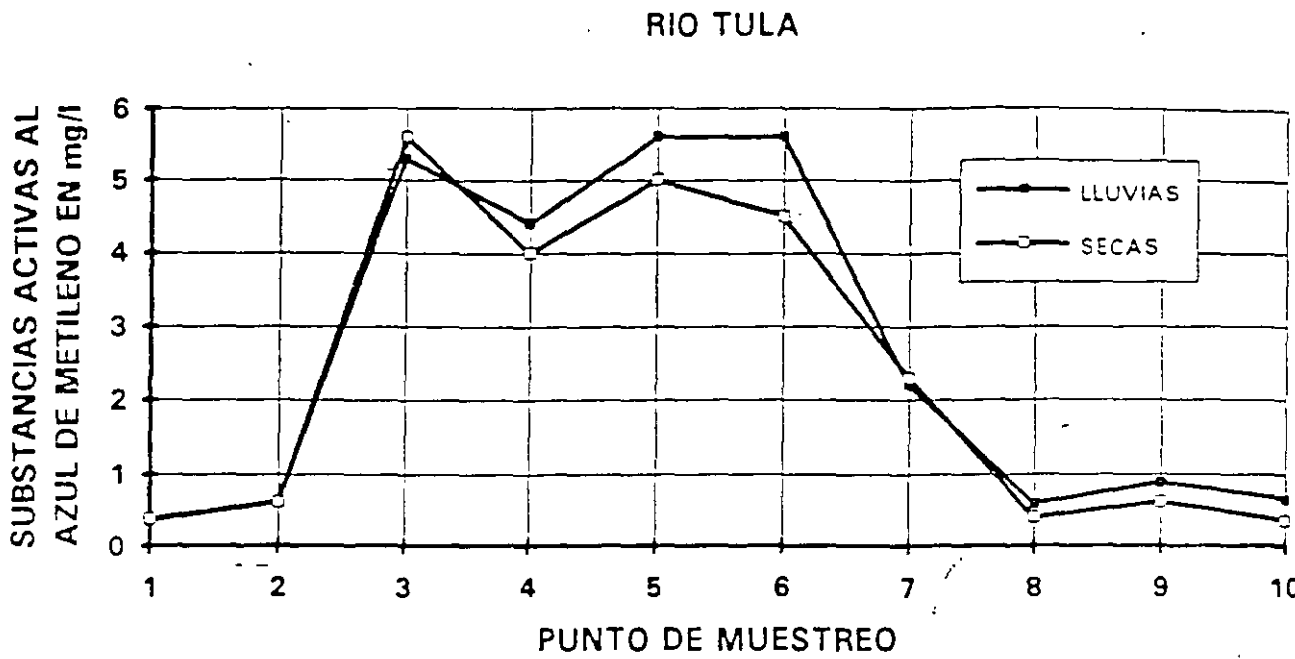


FIGURA III.7

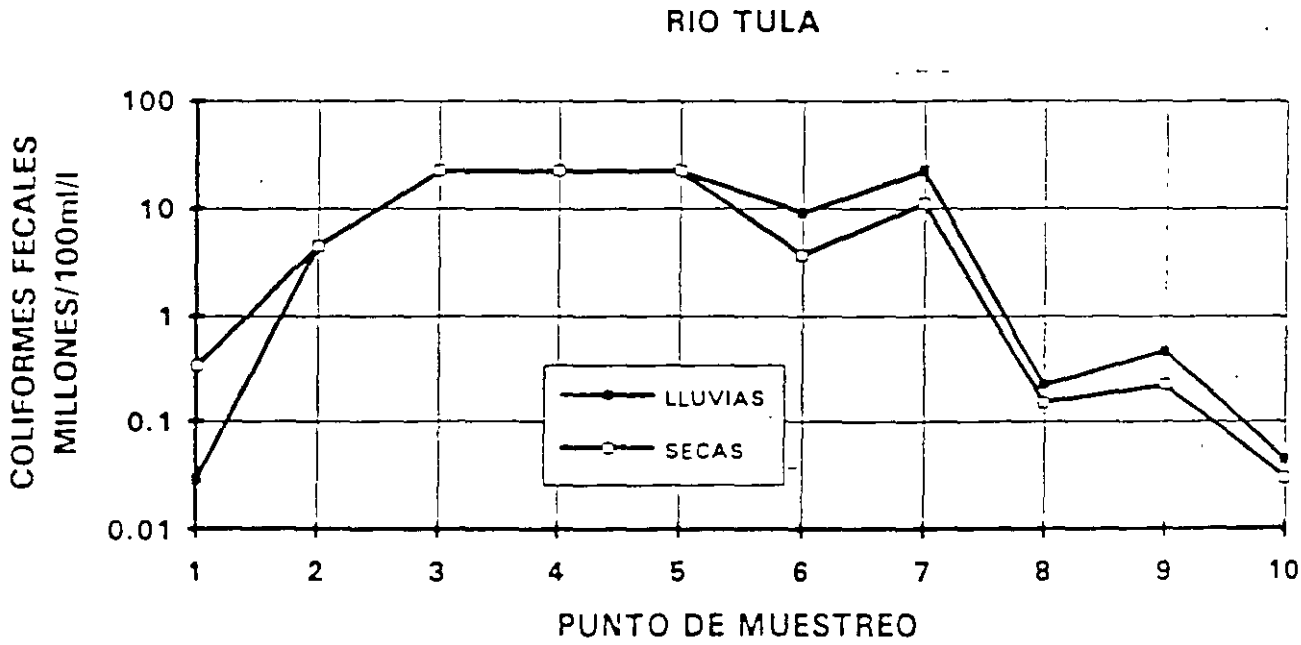
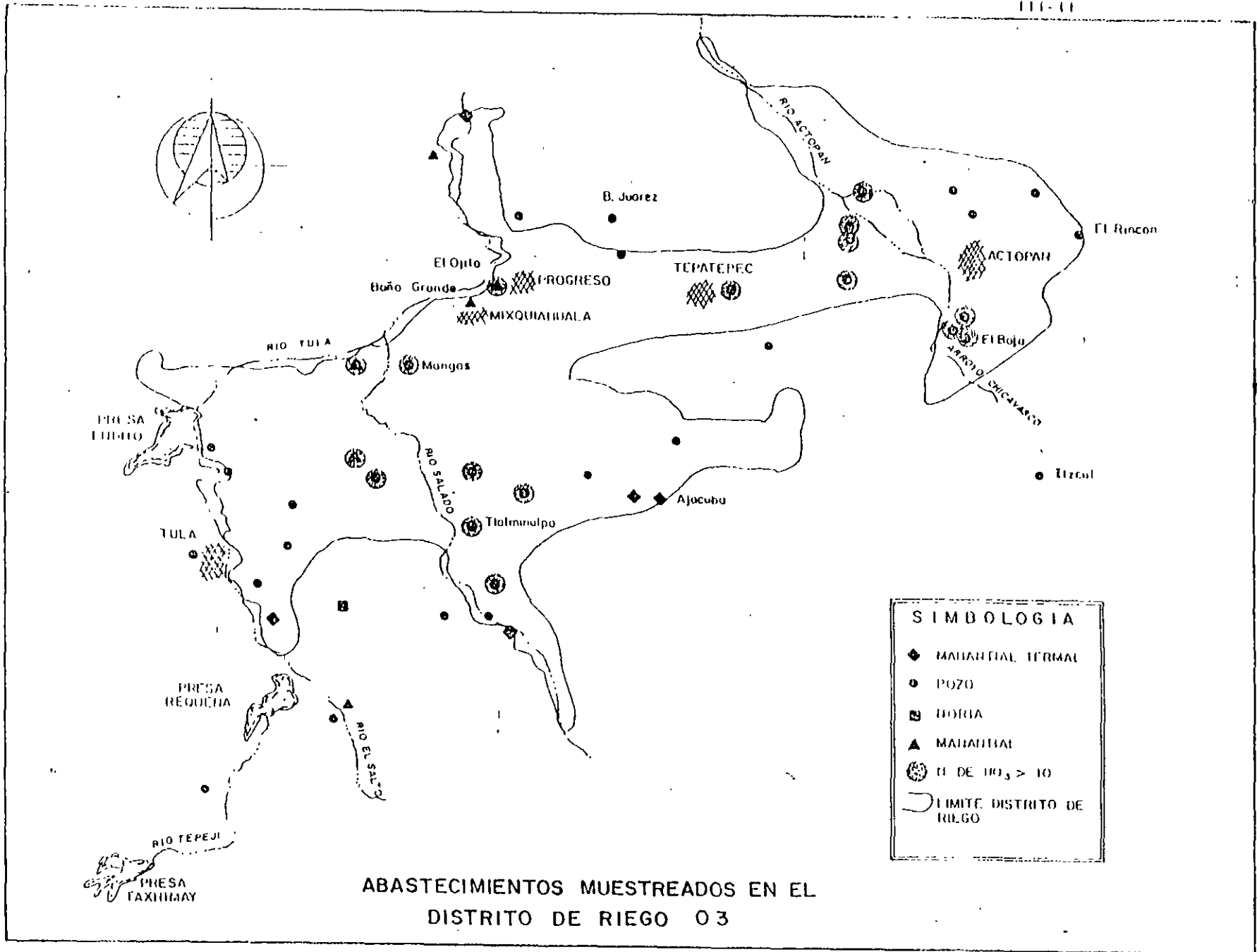


FIGURA III.8



ABASTECIMIENTOS MUESTREADOS EN EL DISTRITO DE RIEGO 03

## **IV.-NORMATIVIDAD Y LEGISLACIÓN**

#### IV.- LEGISLACION Y NORMATIVIDAD .

La legislación mexicana pertinente está contenida, fundamentalmente, en :

- . La Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente
- . La Ley de Aguas Nacionales
- . La Ley Federal de Derechos de Aguas Nacionales
- . La Ley de Salud

La Ley General de Equilibrio Ecológico faculta al INE (Instituto Nacional de Ecología) a emitir normas técnicas ecológicas que fijan las condiciones que deben cumplir las descargas al medio natural. En el problema que nos ocupa las aplicables son las Normas NOM-PA-CCA-032/93 y 033/93, que establecen las condiciones de debe cumplir el agua residual tratada usada en riego.

La Ley de Aguas Nacionales faculta a la CNA (Comisión Nacional del Agua) a establecer condiciones particulares de descarga que deben cumplir las aguas, adicionalmente a las establecidas en las normas técnicas ecológicas, atendiendo a la problemática particular de casos donde se requieran condiciones adicionales o especiales.

La Ley Federal de Derechos de Aguas Nacionales establece que las descargas sin tratar que se arrojen a cuerpos de agua, causarán un derecho federal por utilizar los cuerpos de agua para alejar contaminantes, sin perjuicio de las sanciones establecidas en la ley de Equilibrio Ecológico.

Esta última y la Ley de Salud imponen restricciones a las sustancias que pueden ser arrojadas a los drenajes, prohíben que determinadas sustancias tóxicas y peligrosas se viertan a las redes de drenaje ó a los cauces naturales.

La norma 032 limita los parámetros fisicoquímicos que puede contener el agua usada en riego y la 033 los biológicos (coliformes y parásitos) , ésta última en función de los cultivos que reciban el riego.

En el momento de escribir este informe, las normas relacionadas con la calidad de las descargas de aguas usadas que se utilicen en riego se encuentran en proceso de modificación para darles mas racionalidad y congruencia. Uno de los cambios importantes es que la NOM-032 actual limita los niveles máximos de DBO y SST a <120 ppm. y en la nueva versión en proceso de

aprobación estos parámetros no se limitan, ya que esto no tiene sentido para el agua usada en riego.

Las normas para uso de agua en riego que se encuentran en proceso de aprobación se apoyan en forma importante en las recomendaciones de la Agencia de Protección Ambiental (EPA) de E.U.A.

En la tabla siguiente se muestra una comparación de estas recomendaciones (*Guidelines for Water Reuse. EPA. Sep. 1992*) para riego de larga duración (>20 años) con los valores medios obtenidos en el agua de drenaje del Valle de México.

PARAMETRO	RECOMENDACIONES EPA (ppm)	GRAN CANAL	EMISOR CENTRAL
ALUMINIO	5.0		
ARSENICO	0.10	0.0056	0.003
BERILIO	0.10		
BORO	0.75	2.06	1.1
CADMIO	0.01	0.008	0.008
CROMO	0.1	0.0445	0.06
COBALTO	0.05		
COBRE	0.2	0.1119	0.09
FLUOR	1.0		
HIERRO	5.0	4.24	4.0
PLOMO	5.0	0.087	0.08
LITIO	2.5		
MANGANESO	0.2	0.18	0.168
MOLIBDENO	0.01		
NIQUEL	0.2		
SELENIO	0.02	0.0012	0.0006
VANADIO	0.1		
ZINC	2.0	0.42	0.35
pH	>6.0	7.9	7.3
SDT	500-2000	1447	772
Cl resid. libre	<1		



Con relación a los vertidos excedentes a la capacidad de las plantas, para los sistemas de drenaje combinados durante la época de lluvias no existe normatividad vigente. La complicación de este problema hace que aún en EUA y la CEE la normatividad sea incipiente y actualmente se reduce en el primer caso, a que no haya vertidos en época de secas y a pedir la elaboración de planes al futuro considerando la problemática particular de los cuerpos de agua para ser presentados a consideración de la EPA (Agencia de Protección Ambiental). Se insiste en que se tomen las medidas posibles en las redes de drenaje para regularizar los "picos" y disminuir la frecuencia con que la capacidad de las plantas es rebasada. En el caso de la ciudad de México, estas medidas han sido tomadas a lo largo del tiempo para controlar escurrimientos extraordinarios y evitar inundaciones.

Por otro lado, los gastos excedentes a la capacidad de las plantas, de acuerdo con los planteamientos que se presentan mas adelante, escurrirán al almacenamiento de la presa Endhó.

**V.-ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO Y  
PRUEBAS DE TRATABILIDAD**

## V.-ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO Y PRUEBAS DE TRATABILIDAD.

Las recomendaciones de la Organización Mundial de la Salud para proteger la salud de los trabajadores agrícolas en zonas de riego con aguas negras son de un contenido de huevos de helminto <1/litro, y adicionalmente de <1000col.fec./100ml para irrigar cultivos sin restricciones. Las normas mexicanas recogen estas recomendaciones.

La eficacia en la remoción de organismos patógenos para diversos tipos de tratamiento se estima de acuerdo con la siguiente tabla, tomada de *Guidelines for Water Reuse. EPA/625/R-92/004. Sep. 1992. Adaptada de Mara y Cairncross, 1989.*

### REMOCIÓN ESPERADA DE MICROORGANISMOS PARA VARIOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE DESECHO

TIPO DE PROCESO(a)	REMOCIÓN EN UNIDADES LOGARÍTMICAS			
	BACTERIAS	HELMINTOS	VIRUS	QUISTES
<b>SEDIMENTACIÓN PRIMARIA</b>				
CONVENCIONAL	0-1	0-2	0-1	0-1
AYUDADA QUÍMICAMENTE (b)	1-2	1-3(g)	0-1	0-1
<b>LODOS ACTIVADOS</b>	0-2	0-2	0-1	0-1
<b>BIOFILTRACION</b>	0-2	0-2	0-1	0-1
<b>LAGUNAS AEREADAS(c)</b>	1-2	1-3(g)	1-2	0-1
<b>ZANJAS DE OXIDACIÓN</b>	1-2	0-2	1-2	0-1
<b>DESINFECCIÓN(d)</b>	2-6(g)	0-1	0-4	0-3
<b>LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN(e)</b>	1-6(g)	1-3(g)	1-4	1-4
<b>EFLUENTE DE EMBALSES(f)</b>	1-6(g)	1-3(g)	1-4	1-4

(a) en la tabla original no se incluye la filtración

(b) se requiere investigación adicional para confirmar la eficacia

(c) incluye laguna de sedimentación

(d) cloración u ozonización

(e) el comportamiento depende del no. de lagunas y de factores ambientales

(f) el comportamiento depende del tiempo de retención

(g) con buen diseño y operación se pueden alcanzar las recomendaciones de la OMS.

La alternativa de construir lagunas se ha desechado para la ciudad de México debido a tres razones:

- El área necesaria solo estaría disponible en el lago de Texcoco y esta superficie tiene usos alternativos de beneficio para la ciudad.
- Las autoridades de la ciudad se oponen con razón a la existencia de varios miles de Has. de lagunas de aguas negras en las cercanías de la ciudad con vientos dominantes hacia ésta, por razones ambientales y estéticas.
- Los suelos del lago de Texcoco, blandos y con grados diversos de consolidación, sufrirán hundimientos diferenciales creando graves problemas de funcionamiento hidráulico de las lagunas y de mantenimiento de bordos debido a los hundimientos por la baja capacidad de carga del suelo.

Por lo tanto se consideran adecuados para este problema los siguientes procesos:

#### **Tratamientos biológicos con filtración del efluente**

Lodos activados convencionales

Biofiltración

**Tratamiento primario avanzado (i.e. ayudado químicamente) con filtración del efluente.**

Los procesos biológicos son bien conocidos y la filtración en filtros rápidos de arena del efluente del sedimentador secundario garantizarían el cumplimiento de las recomendaciones de la OMS.

El tratamiento primario avanzado es utilizado en varias plantas de gran capacidad, particularmente Point Loma en San Diego, Hyperion en Los Angeles, Montreal en Canada, Marsella en Francia, en todas las plantas de Noruega, diversas plantas de Suecia, así se proyecta la planta de Hong Kong, etc.

Sin embargo, no existe la experiencia en cuanto a la remoción de parásitos, huevos de helminto en particular, ya que éste no es problema que haya preocupado en esos países. Por esta razón, para este proyecto se han realizado pruebas tanto de jarras como en una planta piloto con un gasto de 40 l/seg.

## PRUEBAS DE TRATABILIDAD

Se presenta aquí un breve resumen de resultados obtenidos, el reporte detallado de las pruebas se encuentra en los informes correspondientes del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Se utilizó un sedimentador primario de una planta de tratamiento existente perteneciente a la Comisión Federal de Electricidad situada en el km 20 del Gran Cañal y que toma el agua cruda de éste.

Se acondicionó la instalación para llevar el agua a un desarenador aireado, posteriormente a un tanque de mezcla rápida y después a tres cámaras de floculación. El tanque de mezcla rápida y las cámaras de floculación pueden ser evitadas con una derivación directa del tanque aireado al sedimentador.

En estas instalaciones se realizaron pruebas con tres coagulantes distintos y con la ayuda de un polímero aniónico como ayuda de floculación. Las pruebas se realizaron con los mejores resultados obtenidos en el laboratorio en pruebas de jarras. Los coagulantes empleados fueron:

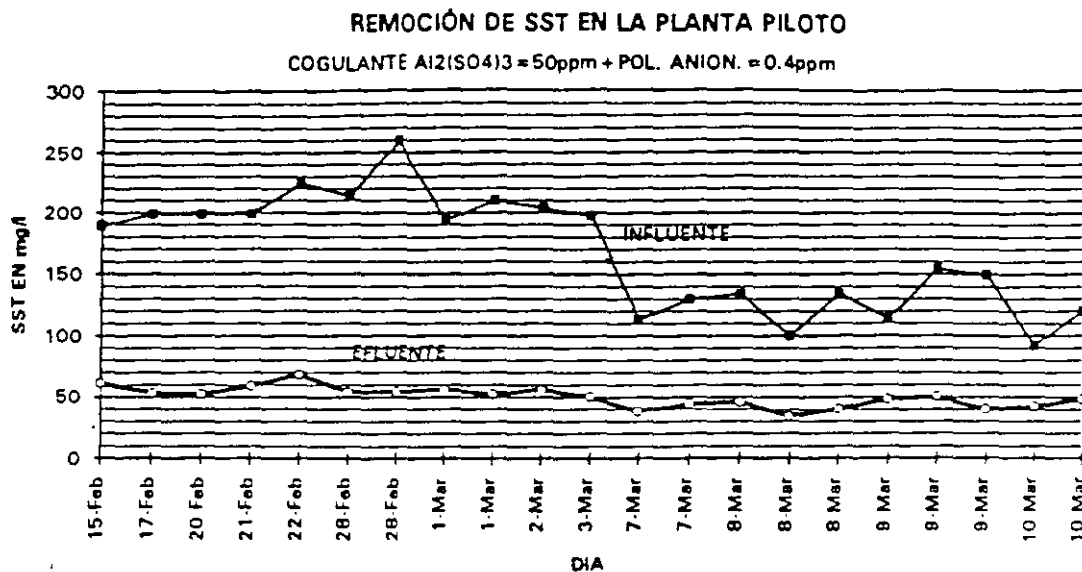
Cloruro férrico  $\text{FeCl}_3$

Sulfato de aluminio  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$

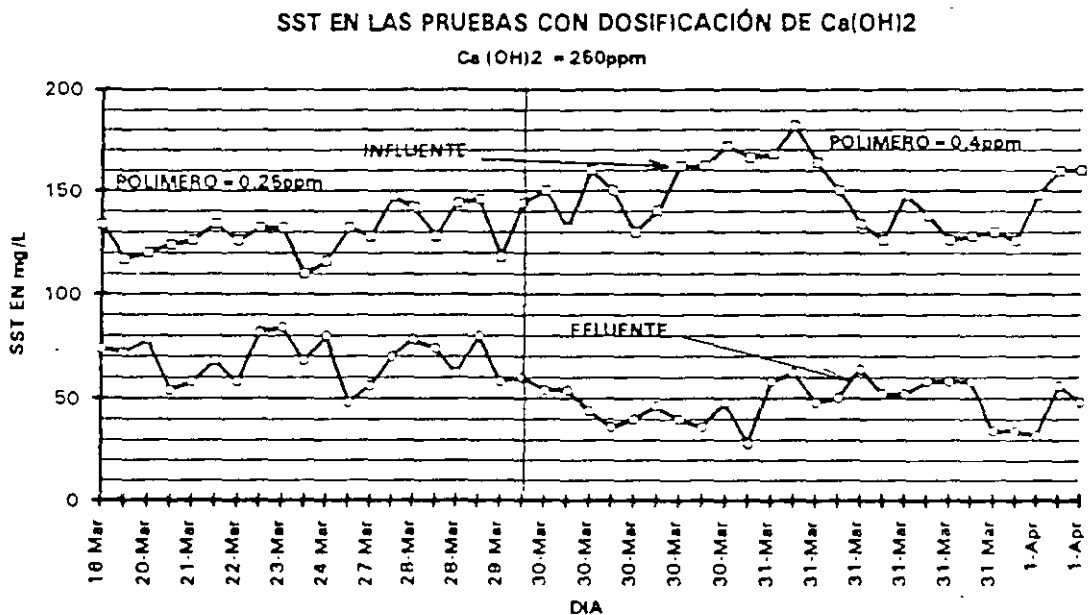
Cal  $\text{Ca}(\text{OH})_2$

Las pruebas con cloruro férrico no fueron satisfactorias debido a que la alta presencia de sulfuros en el agua neutralizaba el efecto coagulante de la sal férrica.

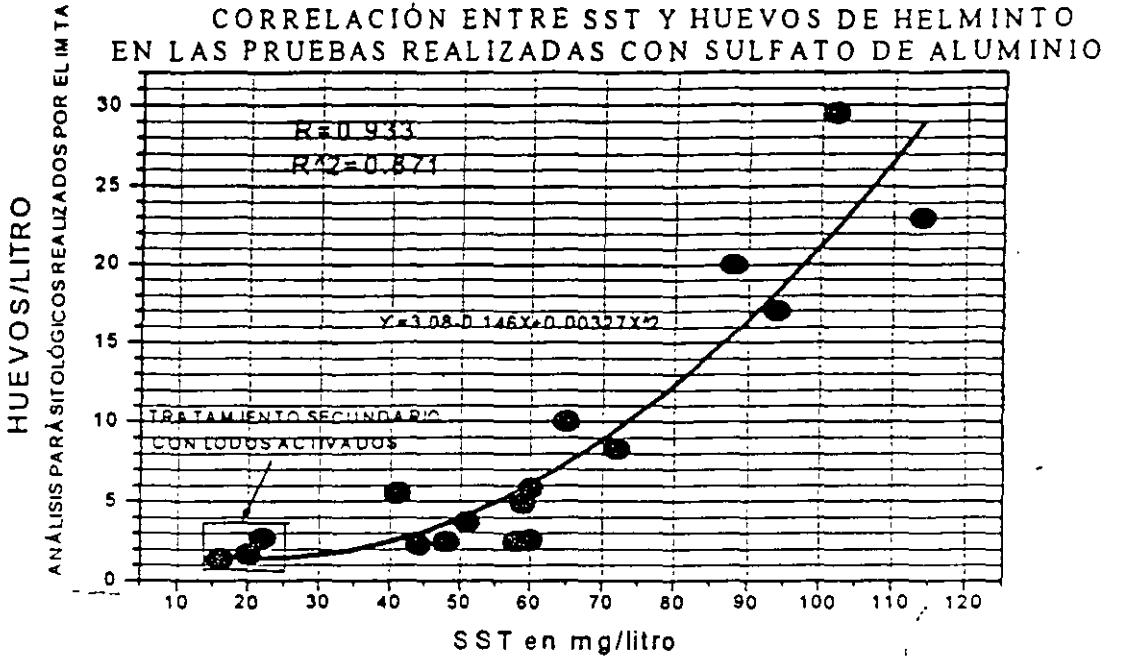
Las pruebas con sulfato de aluminio reprodujeron bien los resultados obtenidos en las pruebas de jarras y se obtuvo un efluente con 50 ppm de SST. La gráfica siguiente muestra estos resultados



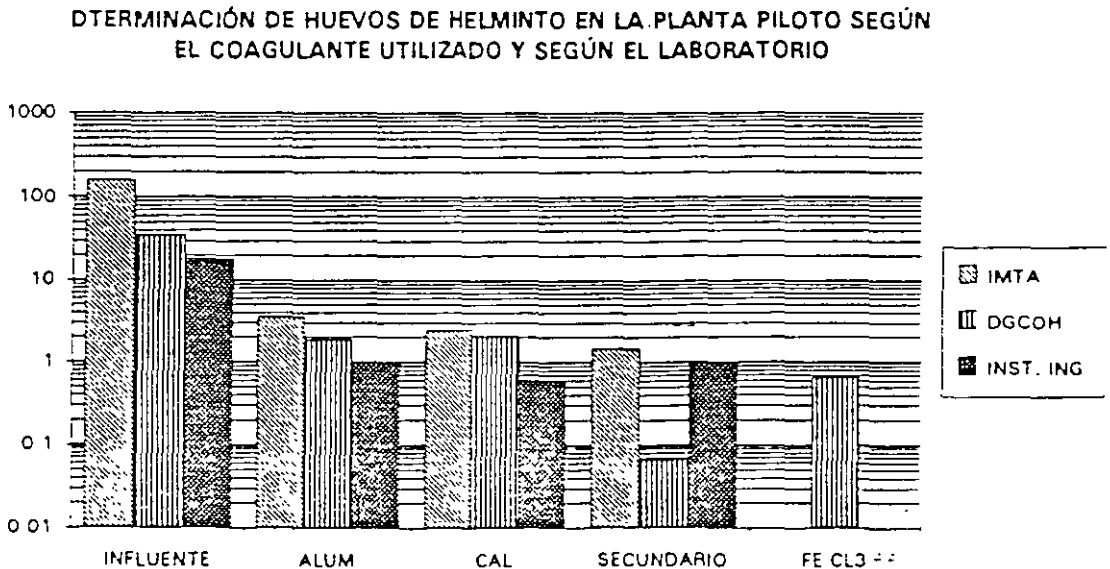
Las pruebas realizadas con cal arrojaron resultados semejantes a las del sulfato de aluminio, se presentan los resultados en la siguiente gráfica:



El parámetro que se utilizó como indicador fueron los sólidos suspendidos totales (SST), por considerar que si hay alta remoción de sólidos suspendidos habrá también alta remoción de huevos de helmintos. Esto se pudo comprobar en las pruebas hechas con el sulfato de aluminio como se muestra en la figura que sigue:



En la siguiente figura, se muestran los resultados obtenidos del contenido de huevos de helmintos (totales, sin distinguir entre los viables y no viables), para cada uno de los tratamientos, incluyendo el efluente de un tratamiento con lodos activados, y de acuerdo con cada uno de los tres laboratorios que hicieron las determinaciones. Los métodos empleados por DGCOH e Instituto de Ingenieria no han sido calibrados por el factor de recuperación y solo se reporta el conteo directo. Esto explica la diferencia, fundamentalmente en el agua cruda del influente.

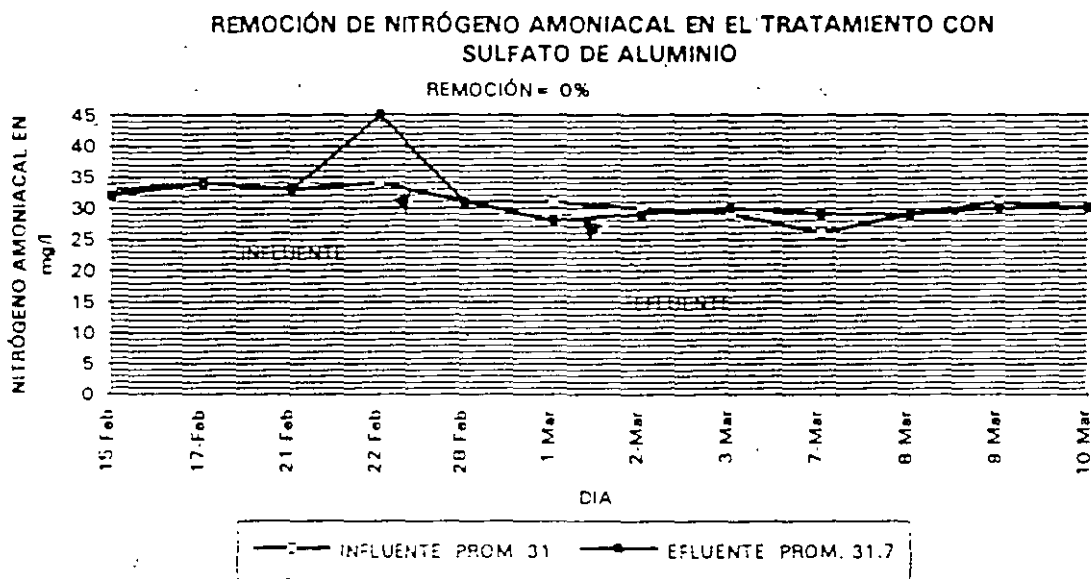


Los resultados reportados de las pruebas con  $\text{FeCl}_3$  corresponden a combinación de sulfato ferroso, cloruro férrico e hipoclorito de sodio. Estas pruebas deberían ser repetidas con el agua representativa al hacer las obras de drenaje.

Se considera que esta remoción de parásitos (a un orden de 2 a 3/litro) es satisfactoria para el propósito de proteger la salud de los trabajadores agrícolas y de la población de la zona en general. Véase el reporte de los trabajos de la Universidad de Leeds en Inglaterra "*An experimental evaluation of potential risks to human health from parasitic nematodes in wastewaters treated in waste stabilization ponds and used for crop irrigation*". Para levantar restricciones a los cultivos se debe ser mas conservador, se trata de una decisión delicada y polémica.

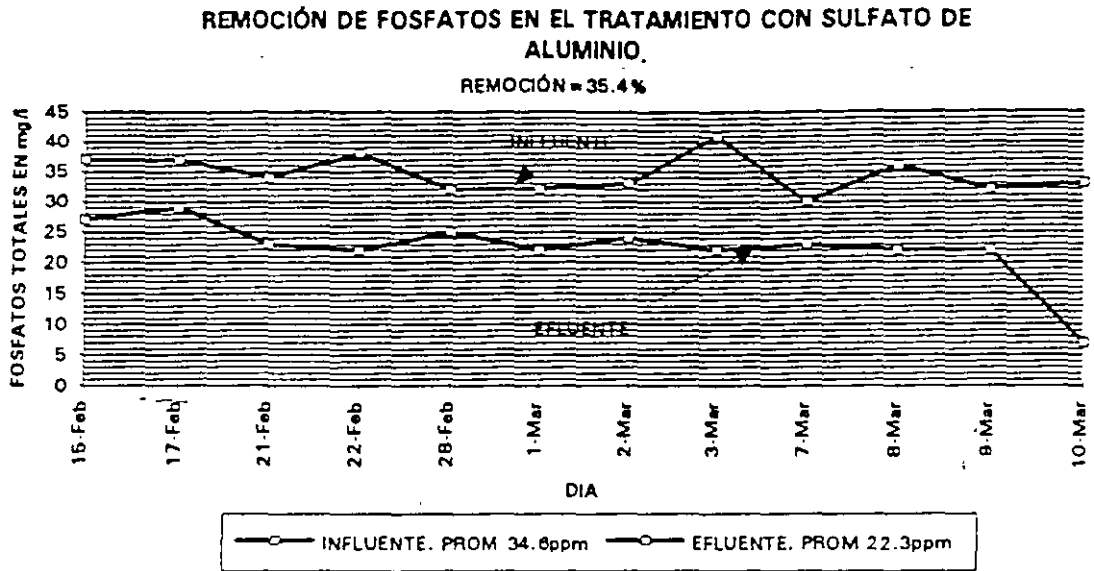
Para reducir la cuenta de parásitos en el efluente se realizaron pruebas de filtración con filtros rápidos de arena. Los resultados se presentan mas adelante.

Uno de los propósitos del método de tratamiento es el de remover lo menos posible nutrientes y materia orgánica útiles para el riego. La remoción de nitrógeno amoniacal es pácticamente nula como muestra la gráfica siguiente:

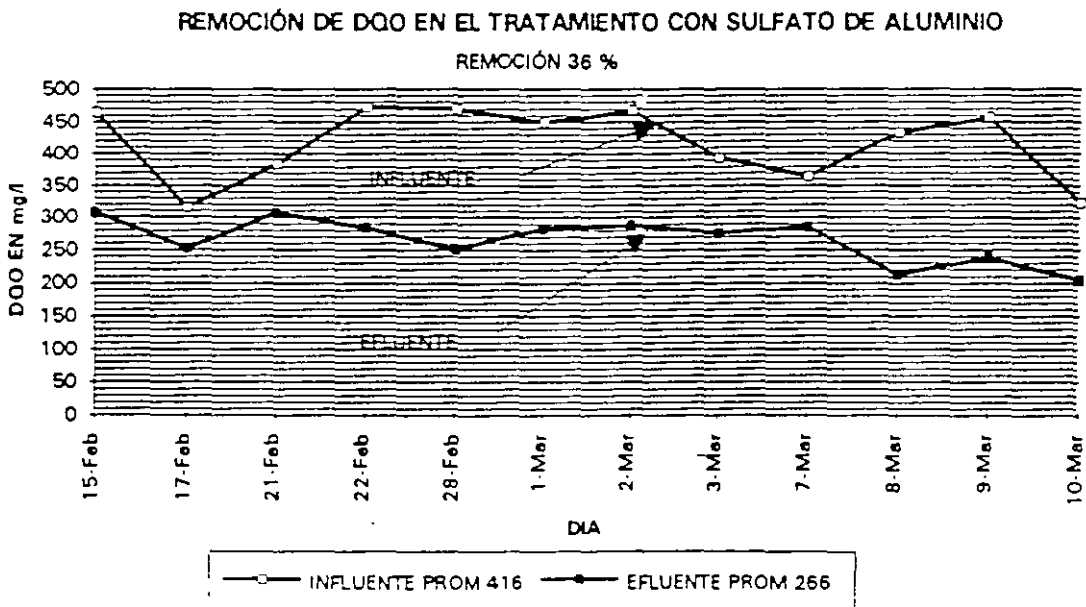




Los fosfatos son eliminados en una tercera parte como muestra la gráfica que sigue, actualmente se está estudiando el impacto en la agricultura pero aparentemente los fosfatos que quedan son suficientes para las necesidades de los cultivos.



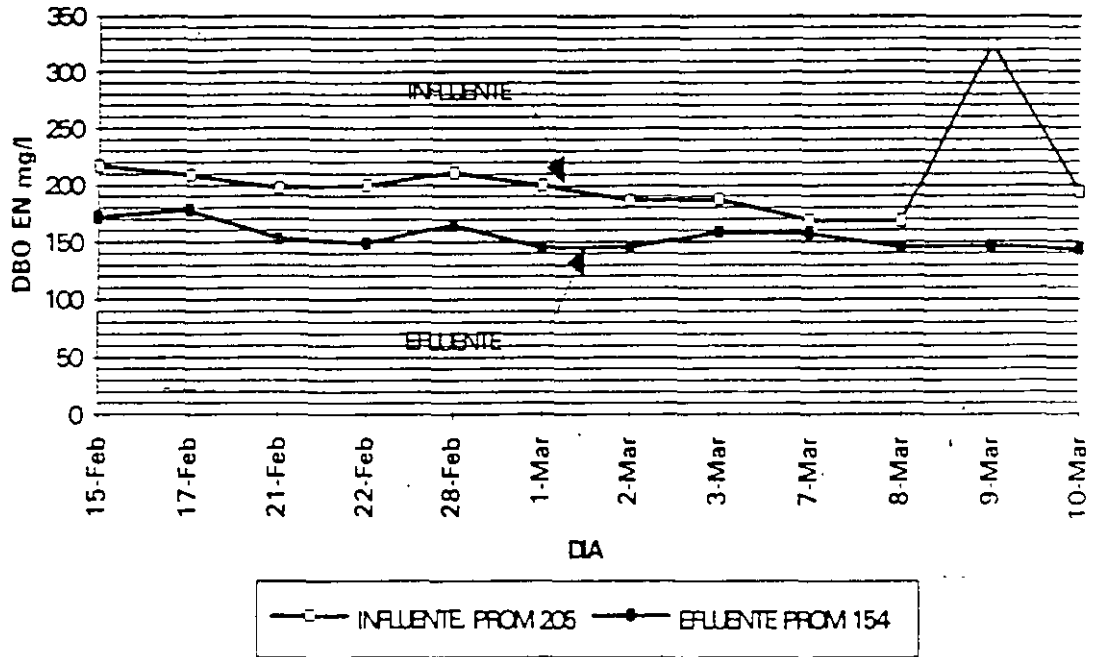
La DQO se elimina en un 36 % como se muestra:



Y la DBO en un 25% pues en gran medida es soluble:

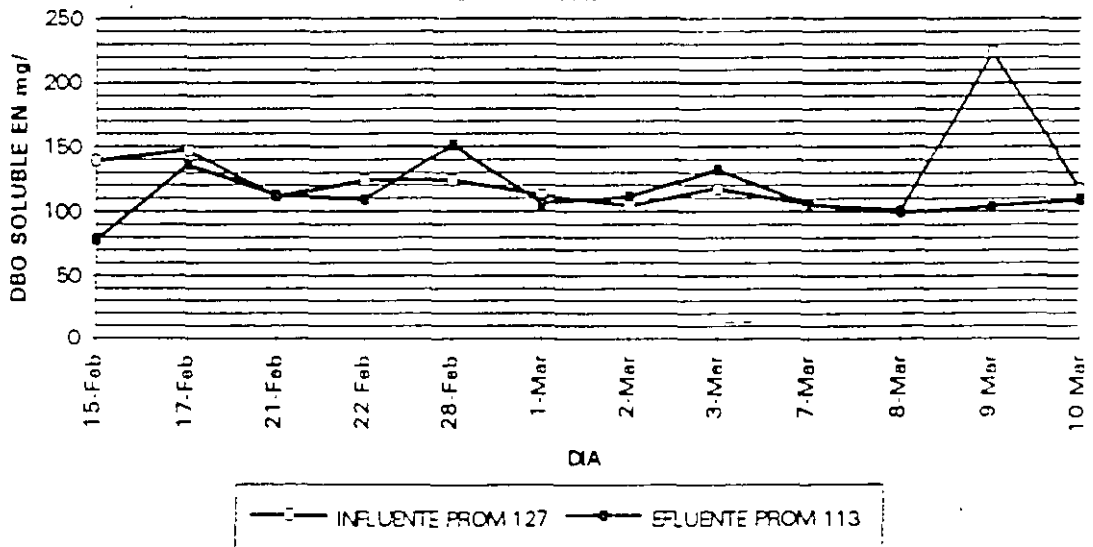
REMOCIÓN DE DBO EN EL TRATAMIENTO CON SULFATO DE ALUMINIO

REMOCIÓN 25



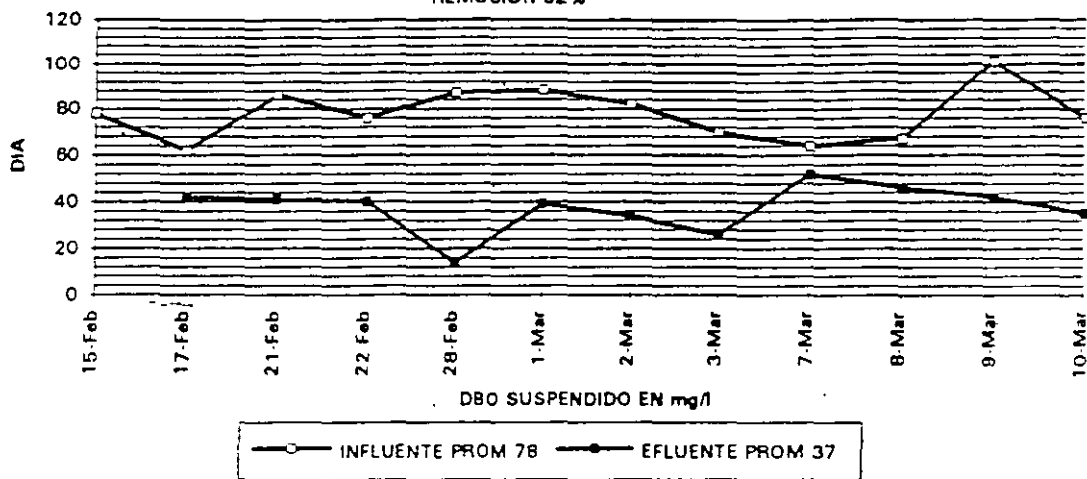
REMOCIÓN DE DBO SOLUBLE EN LAS PRUEBAS REALIZADAS CON SULFATO DE ALUMINIO

REMOCIÓN 11%



REMOCIÓN DE DBO SUSPENDIDO EN LAS PRUEBAS REALIZADAS CON SULFATO DE ALUMINIO

REMOCIÓN 52%



## PRUEBAS DE FILTRACIÓN DEL EFLUENTE DEL TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO.

Se probaron dos columnas de filtración con arena de diversos tamaños, el filtro 2 con arena de 0.8 mm y el filtro 3 con arena de 1.2 mm y para diversas tasas de filtración.

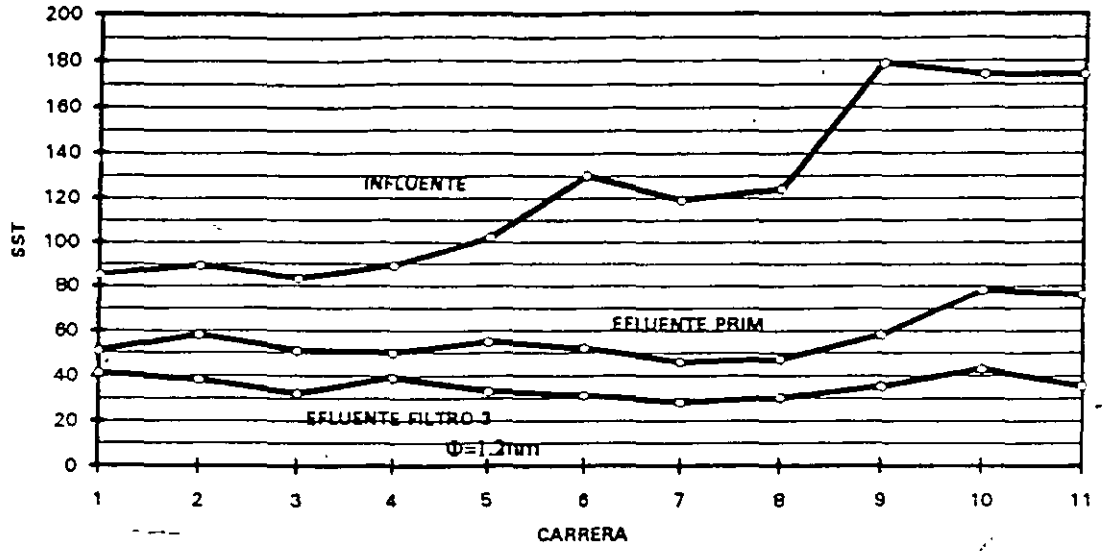
Los resultados de una de las pruebas con arena de 1.2 mm y tasa de 7m/h son los siguientes:

No. DE CARRERA	FECHA	DURACION DE CARRERA HORAS	TASA DE FILTRAC.	SST INFLUENTE	SST EFLUENTE PRIMARIO	SST EFLUENTE FILTRO	% DE AGUA RETRO LAVADO
1	20-Jul	33	7m/h	85	51	41	8.6
2	21-Jul	27.5	7m/h	89	58	38	6
3	25-Jul	33.5	7m/h	83	51	32	6
4	28-Jul	59	7m/h	89	60	39	5.5
5	2-Aug	42.5	7m/h	102	55	33	5.5
6	5-Aug	38	7m/h	130	52	31	6
7	8-Aug	51.5	7m/h	119	48	28	4
8	10-Aug	24	7m/h	124	47	30	9
9	12-Aug	35.5	7m/h	179	58	35	5
10	16-Aug	39	7m/h	174	78	43	6
11	18-Aug	48.5	7m/h	174	78	35	9
	PROM	39.09		122.55	56.55	35.00	6.42

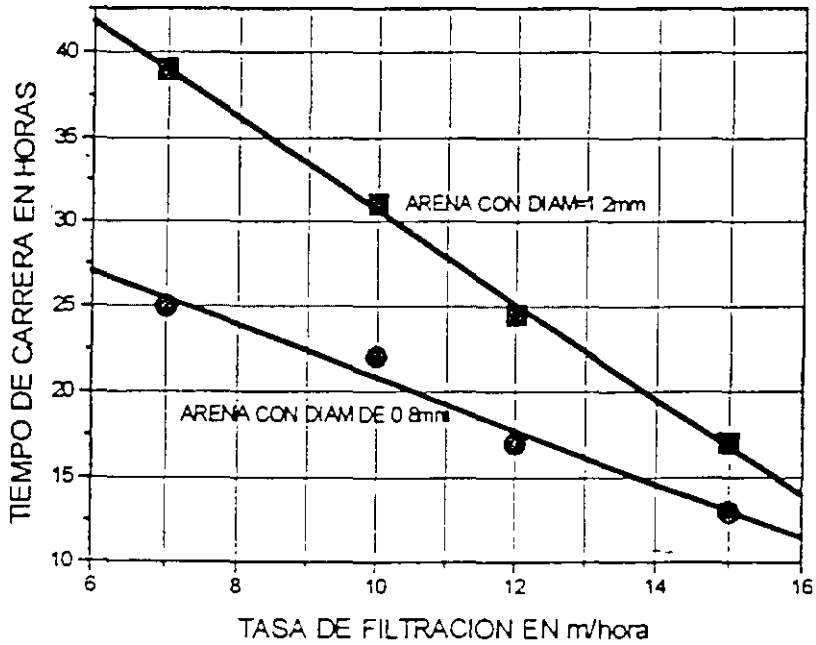
Es necesario aclarar que los retrolavados no habían sido optimizados y se realizaron solo con agua. En pruebas posteriores se lograron volúmenes de agua de retrolavado inferiores a 3% del volumen filtrado.

En la siguiente gráfica se muestra la remoción de sólidos suspendidos para esta prueba, las cifras corresponden a los promedios de cada carrera.

REMOCIÓN DE SST EN LA PLANTA PILOTO



Las pruebas realizadas con diversas tasas de filtración dieron como resultado tiempos de carrera de filtración como se muestra en la siguiente gráfica:



En cuanto a la remoción de huevos de helminto la tabla siguiente muestra los resultados:

REMOCIÓN DE HUEVOS DE HELMINTO CON FILTRACIÓN DEL EFLUENTE PRIMARIO ANÁLISIS REALIZADOS POR EL IMTA				
FECHA	INFLUENTE	EFLUENTE PRIMARIO	FILTRO 2	FILTRO 3
4-Jul	96	3.03	0	0.045
5-Jul	68	2.7		0.18
6-Jul			0.045	0.045
25-Jul	72	1.34	0.045	0.045
26-Jul	44	1.45	0.09	0.045
27-Jul	20	0.45	0.135	0.045
1-Aug	88	2.5	0.145	0.045
4-Aug	88		0	0
8-Aug	84	2.35	0	0
9-Aug	48	5.16		0.09
10-Aug	44	1.79	0	0
11-Aug	72	0.22	0	0
12-Sep	36	1.13	0	0
13-Sep	56	0.68		0.045
14-Sep	60	0.9		
15-Sep	56	0.66	0.045	
20-Sep	40	0.56	0.09	0.045
21-Sep	56	0.56		0.045
22-Sep	56	1.46	0.045	
27-Sep	88	2.47	0.045	
PROM	61.684	1.634	0.046	0.042

FILTRO 2      ARENA 0.8 mm  
 FILTRO 3      ARENA 1.2 mm

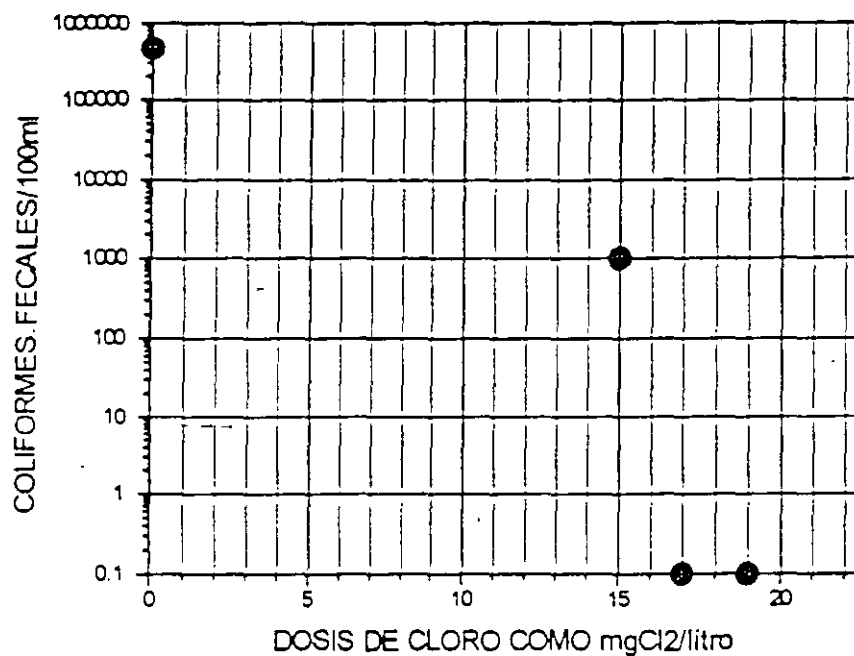
La cuenta de huevos de helminto en el influente durante estas pruebas es menor que la reportada en el capítulo II, debido a que el flujo en el Gran Canal ha disminuido y hay una mayor sedimentación. Lo mismo ocurre con los SST.

El laboratorio de la DGCOH realizó paralelamente la determinación de huevos de parásitos. El método utilizado por este laboratorio debe ser todavía calibrado con el factor de recuperación de huevos, por lo tanto las cifras reportadas corresponden al conteo directo. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

REMOCIÓN DE HUEVOS DE HELMINTO  
 CON FILTRACIÓN DEL EFLUENTE PRIMARIO  
 ANÁLISIS REALIZADOS POR LA DGCOH

FECHA	INFLUENTE	EFLUENTE PRIMARIO	FILTRO
1-Aug	34	0.35	0.12
2-Aug	12	0.00	0.00
4-Aug	16	0.55	0.00
8-Aug	23	0.33	0.00
12-Aug	18	0.75	0.00
15-Aug	18	1.00	0.00
16-Aug	21	2.10	0.10
17-Aug	36	1.22	0.00
18-Aug	9		
21-Aug	25	4.20	
22-Aug	2	0.50	0.00
23-Aug	3	0.00	
24-Aug	4	0.40	0.00
25-Aug	18	0.30	0.00
26-Aug	11	0.33	
8-Sep	16	2.12	0.22
9-Sep	18	0.40	
12-Sep		0.42	0.08
13-Sep	10	1.05	0.00
14-Sep	9	0.40	0.00
15-Sep	25	0.25	0.00
19-Sep	17	0.85	
20-Sep	10		
4-Oct	23	13.70	
5-Oct	17	7.70	0.00
6-Oct	42	4.70	0.00
7-Oct	23	6.00	
10-Oct	16	0.78	0.05
11-Oct	18	3.93	0.00
12-Oct	15	1.13	0.25
13-Oct	0	2.28	0.03
14-Oct	18	1.93	
17-Oct	25	3.50	1.13
18-Oct	13	1.05	0.55
19-Oct	20	1.90	0.03
21-Oct	56	2.60	
24-Oct	31	1.60	0.43
25-Oct	10	1.50	0.05
26-Oct	17	1.4	
PROM	18.40	1.98	0.10

Las pruebas de desinfección del efluente de los filtros dieron una dosis necesaria de 17 ppm. de Cl para eliminar los coliformes como se muestra en la siguiente gráfica:



## CONCLUSIONES DE LAS PRUEBAS DE TRATABILIDAD

La conclusión de estos ensayos es que un proceso de sedimentación primaria con ayuda de coagulantes y floculantes seguido de una filtración rápida en arena de grano grueso, es factible y cumple con el propósito de remoción de helmintos, se logra una remoción de 3 a 4 unidades logarítmicas y hasta <0.1 huevos/litro, una unidad logarítmica por debajo de 1 huevo/litro recomendado por la OMS.

En la planta piloto se pudo comprobar que no son necesarios los tanques de mezcla rápida ni los de floculación y que el coagulante puede ser agregado antes del desarenador aéreado y la ayuda de floculación a la entrada del sedimentador, tal como es la práctica en la plantas de Los Angeles, de San Diego y de Montreal.

Las dosis de coagulantes, polímero y cloro pueden ser optimizadas y convendrá buscar esta optimización al concluir las obras de drenaje con el agua que



efectivamente llegará a la planta. Las dosis que a partir de las pruebas realizadas se consideran seguras son las siguientes:

Coagulante $Al_2(SO_4)_3$	50 ppm
Polímero aniónico	0.4 ppm
Cloro	17 ppm

Es necesario aclarar que el agua que actualmente fluye por el Gran Canal es distinta de la que llegará a las plantas de tratamiento cuando queden construídas las obras de drenaje. En este momento el agua sufre un proceso de sedimentación en el Gran Canal y en el Dren Gral. del Valle y ahí aumenta la septicidad. El agua que llega a la planta piloto es mas difícil de tratar que la que se tendrá en el futuro, ésta contendrá mas SST, DBO y DQO, en niveles como los que se reportan en el capítulo II, y un menor contenido de sulfuros por lo que el proceso de coagulación y sedimentación será mas eficaz.

## TRATAMIENTO DE LODOS

El tratamiento de lodos puede ser realizado de diversas maneras, se consideran dos como alternativas viables a comparar:

### Digestión anaerobia

### Estabilización de lodos con cal

La estabilización de lodos con cal tiene generalmente el problema de requerir mucho mas espacio para su disposición, pues su volumen es mucho mayor que el generado con la digestión anaerobia. Sin embargo, en este caso se da una circunstancia poco usual en las grandes ciudades, que aledañas a la planta mas grande que se construiría como se describe mas adelante, se dispone de varios miles de Ha., en el antiguo lago de Texcoco, que pueden ser utilizadas para este propósito con la posibilidad de servir para mejoramiento del suelo y ayudar a rescatar esa área de suelos estériles.

## VI.- PLANTAS DE TRATAMIENTO

Para el tratamiento de las aguas del drenaje de la ciudad es necesario construir tres grandes plantas de tratamiento para los escurrimientos en cada uno de ellos. En la figura VI.1 se muestra la localización de estas plantas, la de **TEXCOCO NORTE** para los escurrimientos del Gran Canal y el Dren Gral. del Valle, la de **COYOTEPEC** para los escurrimientos del Emisor del Poniente y la del **SALTO** para los escurrimientos del Emisor Central, adicionalmente es necesaria una pequeña planta al N. del Gran Canal para tratar los escurrimientos del drenaje de la zona de Zumpango, en la misma figura VI.1 se señala esta planta con el nombre de **NEXTLALPAN**.

### PLANTA "TEXCOCO NORTE"

Para el Gran Canal, el lugar adecuado es al N. del lago de Texcoco donde existen terrenos de propiedad del gobierno federal suficientes para la construcción de la planta y la disposición de lodos, las condiciones del subsuelo son mas favorables en este sitio que en otros puntos del Gran Canal. El sitio se encuentra aguas arriba del primer reuso del agua en el distrito de riego de Chiconautla.

El gasto que llegará a esta planta es el que se muestra en la figura I.13 del capítulo I. A esta planta se conducirán además los escurrimientos que llegan al Gran Canal al N. de este lugar. La figura VI.2 muestra las conducciones y bombeos necesarios. Esta es una mejor alternativa que la construcción de una planta distinta para estos escurrimientos (véase el informe correspondiente, *ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA EL MANEJO DE LAS DESCARGAS DE LAS AGUAS NEGRAS DE LOS MUNICIPIOS CONURBADOS DE LA ZONA NORTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO, EFE ASESORES, NOVIEMBRE DE 1995*).

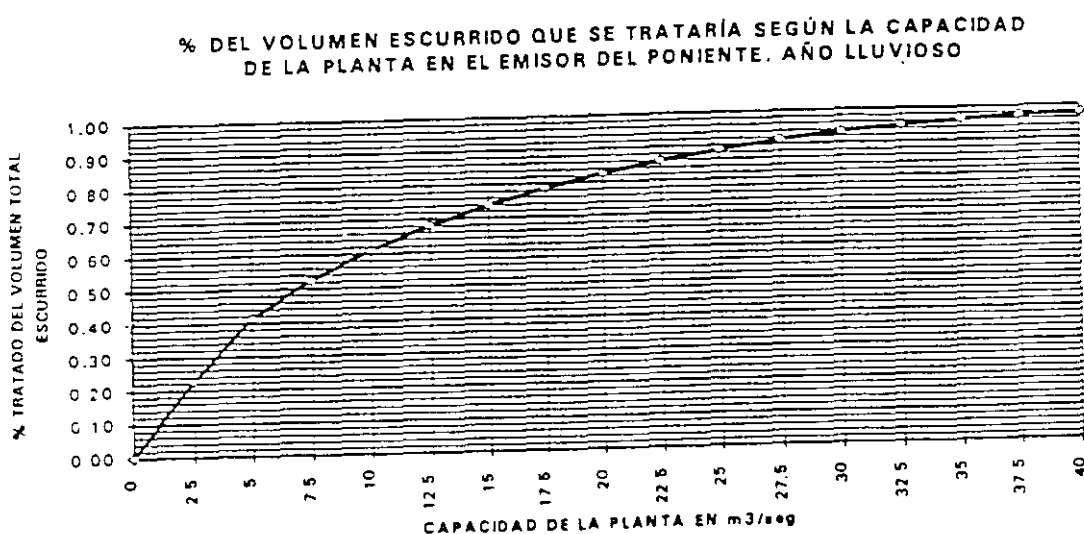
En las figuras VI.3, VI.4 y VI.5 se muestra un perfil de los colectores que conducirán el agua desde el N a la planta de Texcoco.

El gasto de aguas residuales generado en la zona drenada por estos colectores está estimado en 3.4 m<sup>3</sup>/seg, por lo que se sugiere añadir una capacidad de 4m<sup>3</sup>/seg a la planta de Texcoco Norte. De esta manera la capacidad de esta planta será de 44m<sup>3</sup>/seg. El volumen tratado será de 1200 millones de m<sup>3</sup>/año. La figura VI.6 muestra la localización de la planta de tratamiento a una escala mayor.

## PLANTA COYOTEPEC.

La localización obedece a la necesidad de tratar las aguas del Emisor del Poniente antes de ser derivadas por el canal de Santo Tomás a la laguna de Zumpango y ser utilizadas en riego. La figura VI.7 muestra la localización de esta planta en terrenos del municipio de Coyotepec, Edo. de Mex. A esta planta se conducirán las descargas que actualmente se hacen al río Tepozotlán y las que llegan al Emisor del Poniente aguas abajo del sitio de la planta. La figura VI.8 muestra estos colectores y las figuras VI.9 y VI.10 un perfil de dichos conductos.

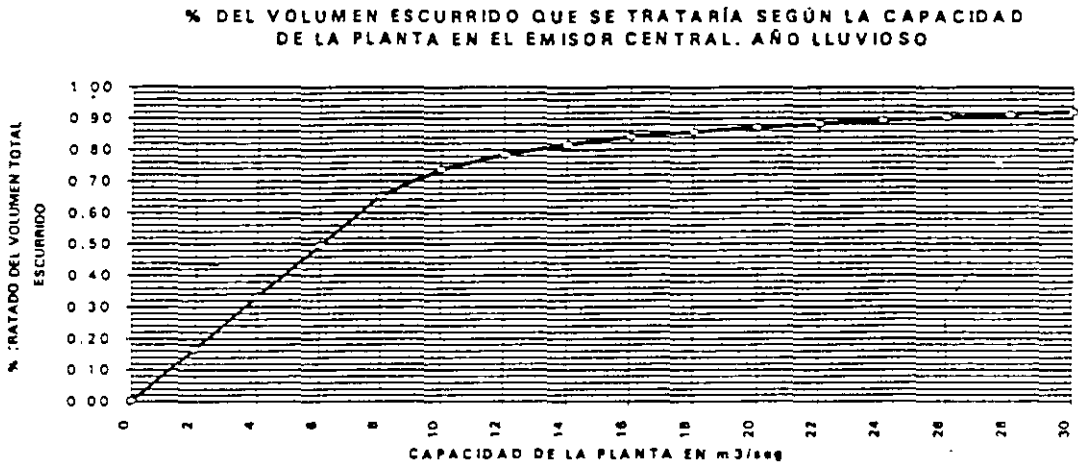
El gasto que escurre por el Emisor del Poniente se muestra en la figura I.14 del capítulo I. La capacidad de la planta que se propone es de  $15 \text{ m}^3/\text{seg}$  con eso se tratará el 74% del volumen escurrido en un año de lluvias abundantes como muestra la siguiente gráfica:



El volumen tratado en un año lluvioso será de  $0.74 \cdot 347 = 257$  mill. de  $\text{m}^3$ . El gasto base de  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$ , después de tratado, se descargaría al canal de Santo Tomás y el resto al propio Emisor del Poniente para descargar en el río del Salto que fluye a la presa de Endhó.

## PLANTA EL SALTO

Esta planta se localiza en las vegas del río el Salto a la salida del túnel del Emisor Central. La figura VI.11 muestra la ubicación del sitio. Los gastos que escurrirán por el Emisor Central se muestran en la figura I.15 del capítulo I. La capacidad propuesta para esta planta es de  $15 \text{ m}^3/\text{seg}$  con lo que se trataría el 82% del volumen escurrido, es decir  $0.82 \cdot 199 = 163$  mill. de  $\text{m}^3$  en un año de lluvias abundantes, según muestra la siguiente gráfica:



## PLANTA NEXTLALPAN

Esta planta estará ubicada en el municipio de Nextlalpan en el Edo. de México, para tratar las descargas que llegan al Gran Canal y a la laguna de Zumpango en esa Zona. Las descargas serán recogidas por el colector que se muestra en la figura VI.2 y cuyo perfil se muestra en la figura VI.12. Los gastos que actualmente se descargan sin tratamiento en esa zona son de  $0.444 \text{ m}^3/\text{seg}$ , por lo que se propone una planta de  $0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

## PROCESOS DE TRATAMIENTO

Los procesos de tratamiento para la línea de agua que han sido evaluados son:

Lodos activados con filtración del efluente

Sedimentación primaria con coagulación y filtración del efluente.

Los procesos de tratamiento de lodos considerados son:

Digestión Anaerobia

Estabilización con cal

Para la disposición de lodos se evaluaron:

Desaguado y disposición en el terreno

Lechos de secado solo como alternativa para **TEXCOCO NORTE**

Los esquemas de tratamiento para las diversas combinaciones se presentan en las figuras VI.13 a VI.18. En la línea de agua siempre se considera filtración rápida y desinfección del efluente. Debido a que las descargas de los efluentes se hacen en canales y antes del primer uso transcurre un tiempo superior a 30min, se puede evitar la construcción costosa de tanques de contacto de cloro, ya que este contacto se dará en los canales por tiempos mayores.

Se considera que la alternativa del tratamiento primario avanzado debe tomar en cuenta la posibilidad de que en el futuro se pudiera ampliar el tratamiento para incluir uno secundario si esto llegara a considerarse necesario o conveniente en el futuro.

Las figuras VI.19 a VI.23 presentan un arreglo de las plantas considerando un tratamiento primario avanzado, que resulta el mas barato como se muestra en el capítulo siguiente, con la posible ampliación para un tratamiento secundario de lodos activados para las plantas **TEXCOCO NORTE** y **COYOTEPEC**. En el caso de la planta del **SALTO**, la disponibilidad de terreno obligaría a buscar un lugar mas alejado.

## CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA EVALUACIÓN DE COSTOS

Los criterios principales de diseño que se utilizaron para estimar en forma conservadora los costos de las plantas para el tratamiento primario avanzado son los siguientes:

Tiempo de retención en el desarenador aerado.....15 min  
 Tasa del sedimentador primario con coagulantes.....60 m/día  
 Tasa de los filtros de arena.....7 m/hora

Dosis de reactivos:

Coagulante  $Al_2(SO_4)_3$ .....50ppm  
 Polímero Aniónico.....0.4ppm  
 Cloro para desinfección (como  $Cl^+$ )....17ppm  
 Cal paraestabilización de lodos.....30% como  $Ca(OH)_2$  del peso  
 seco de lodos





FIGURA VI.3

### EMISOR MARGEN IZQUIERDA GC

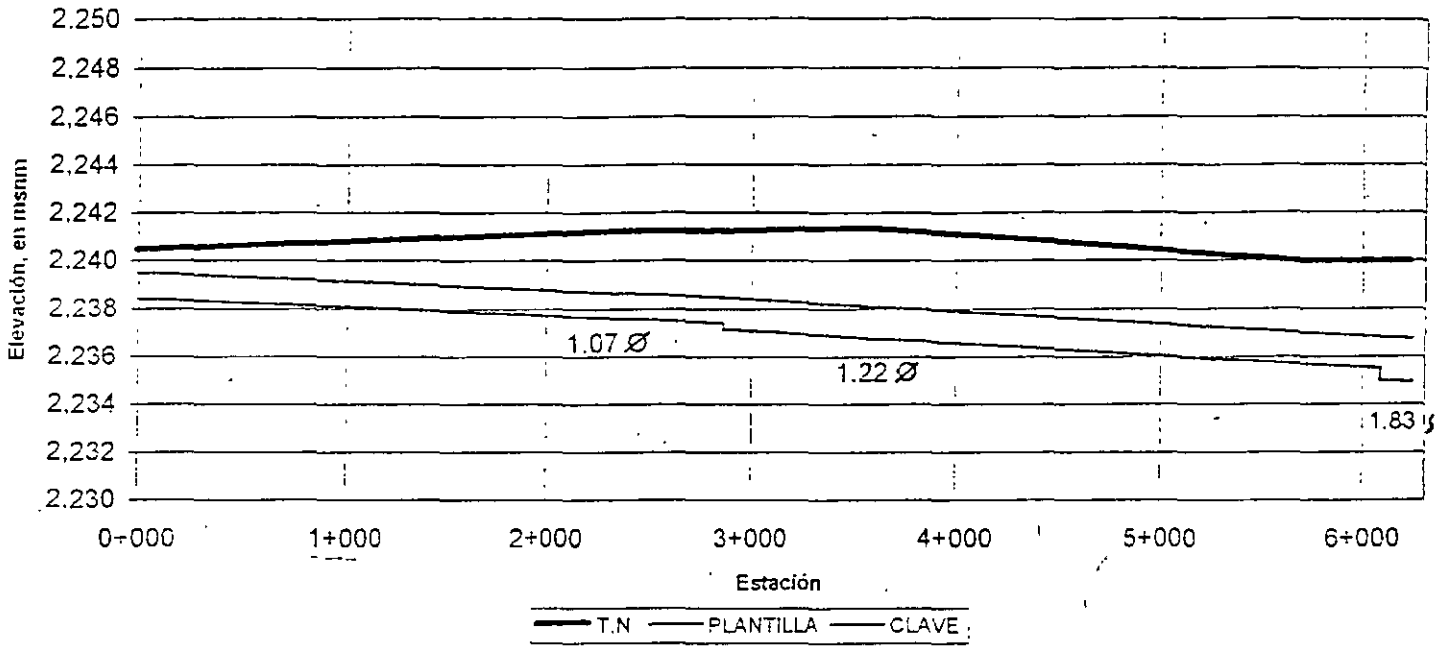


FIGURA VI.4

### EMISOR MARGEN DERECHA GC

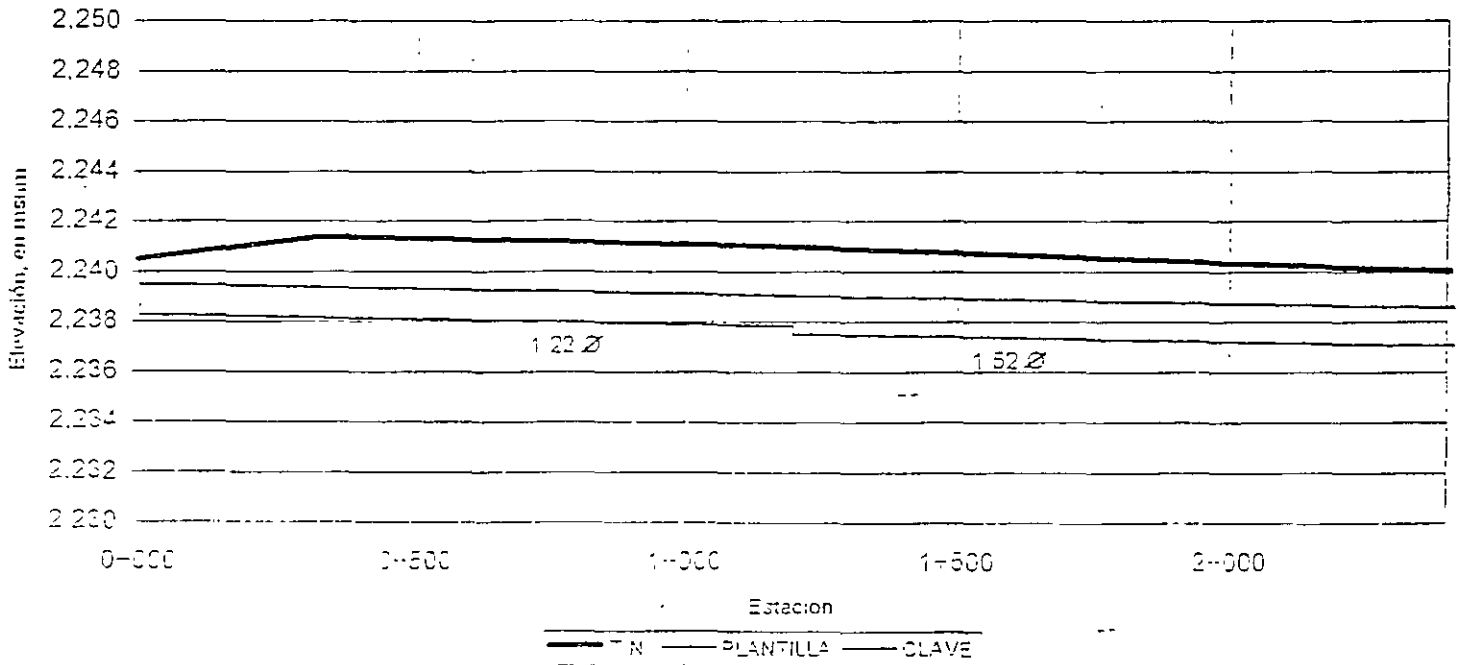
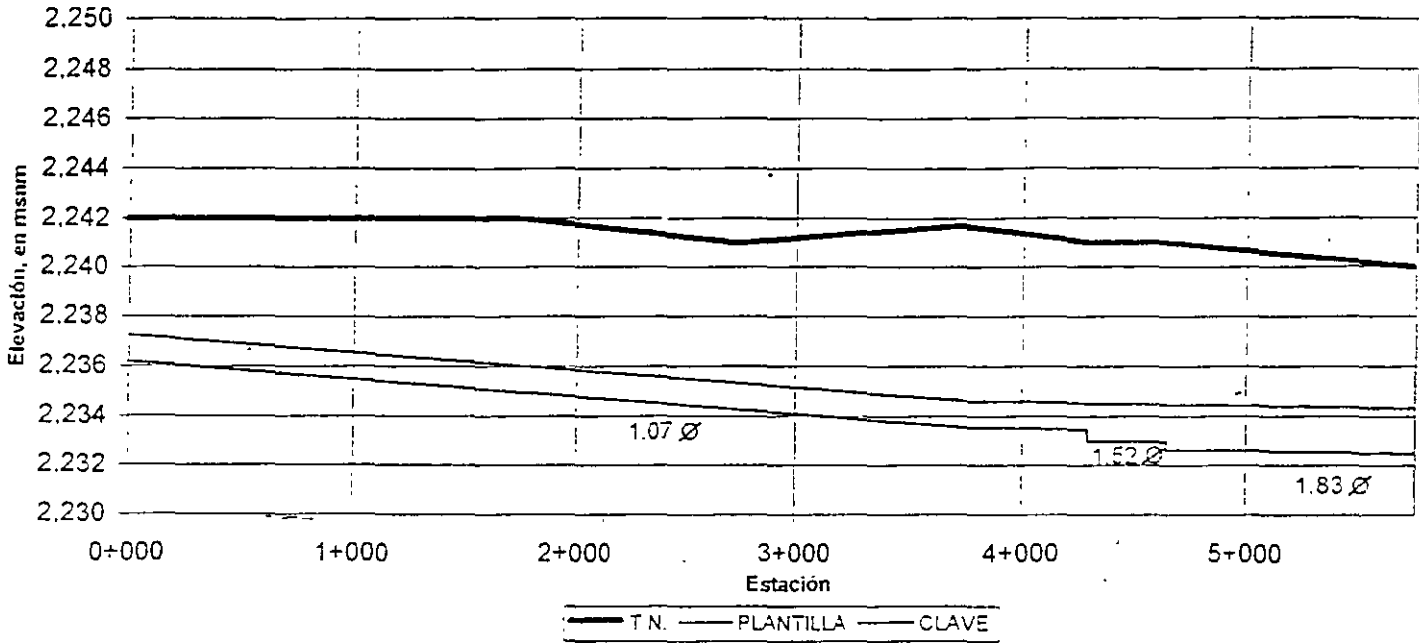




FIGURA VI.5

# EMISOR TULTEPEC





PLANTA DE TRATAMIENTO COYOTEPEC  
EMISOR PONIENTE

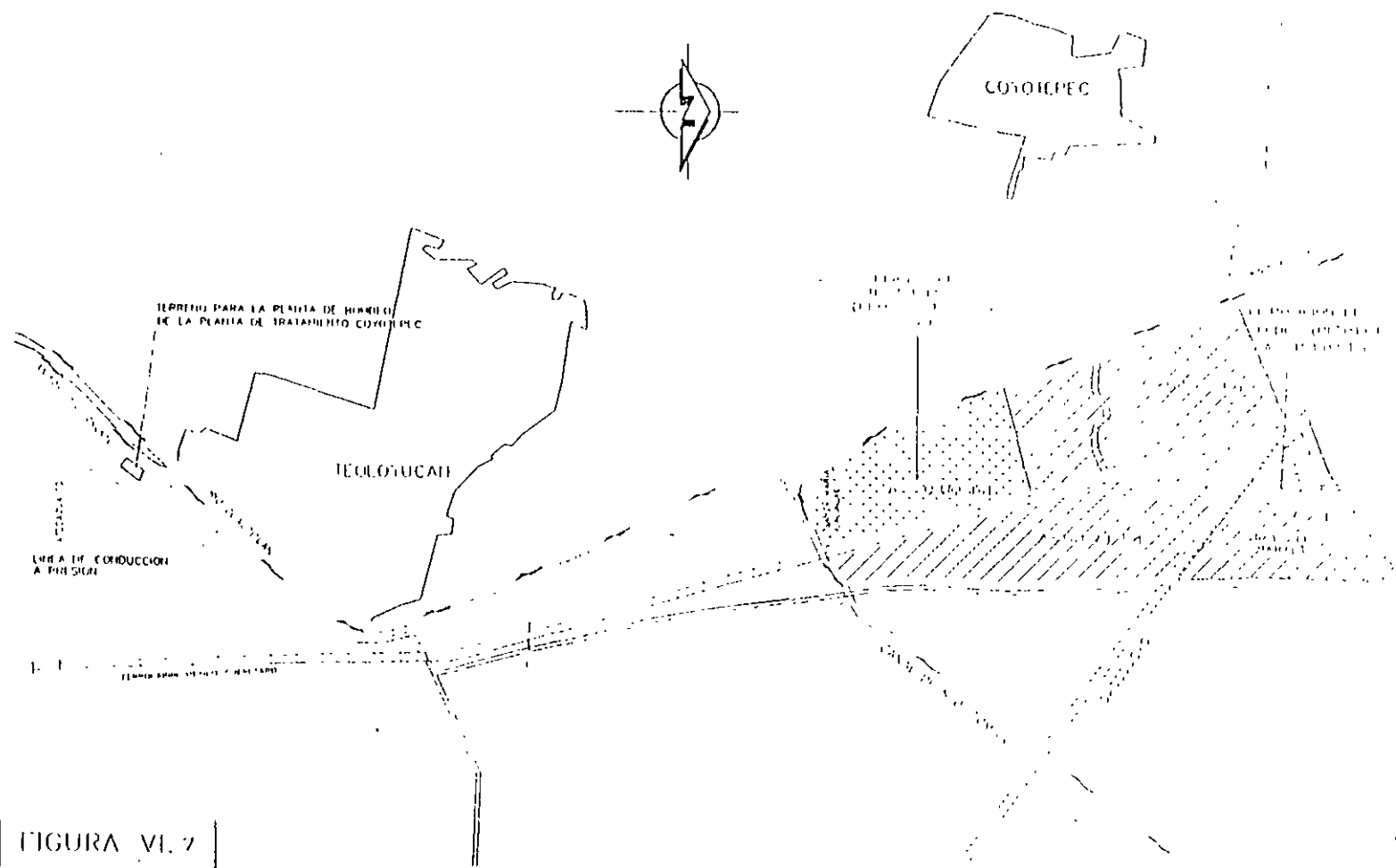
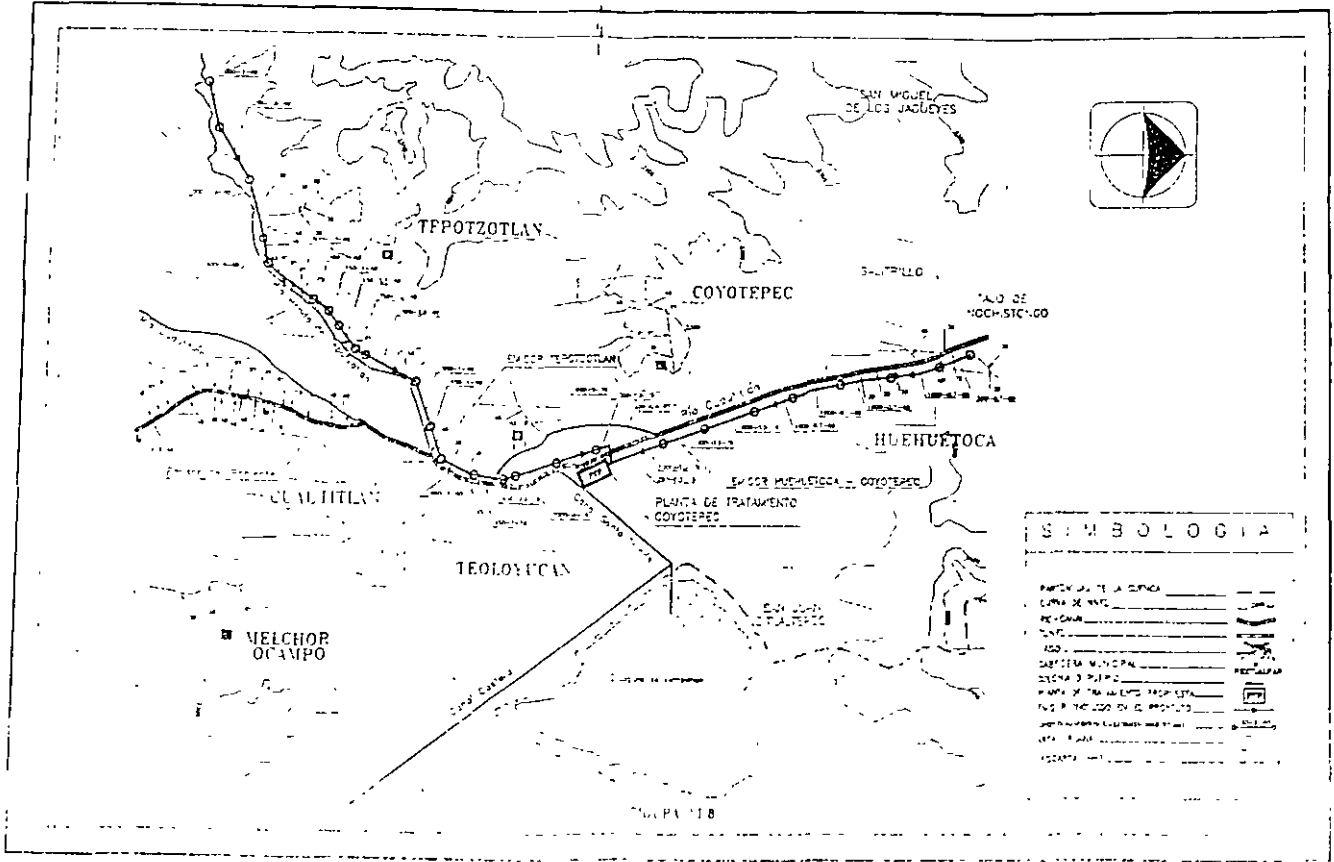


FIGURA VI.7



**SIMBOLOGIA**

PARTE DE LA COMUNA	
LIMITE DE MUNICIPIO	
RECORRIDO	
CALLE	
ASFO	
SECCION MUNICIPAL	
SECCION DE PUEBLO	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS	
ESTACION DE FERROCARRIL	
ESTACION DE FERROCARRIL	
ESTACION DE FERROCARRIL	
ESTACION DE FERROCARRIL	
ESTACION DE FERROCARRIL	
ESTACION DE FERROCARRIL	

MAPA 118

FIGURA VI.9

**EMISOR HUEHUETOCA-COYOTEPEC**

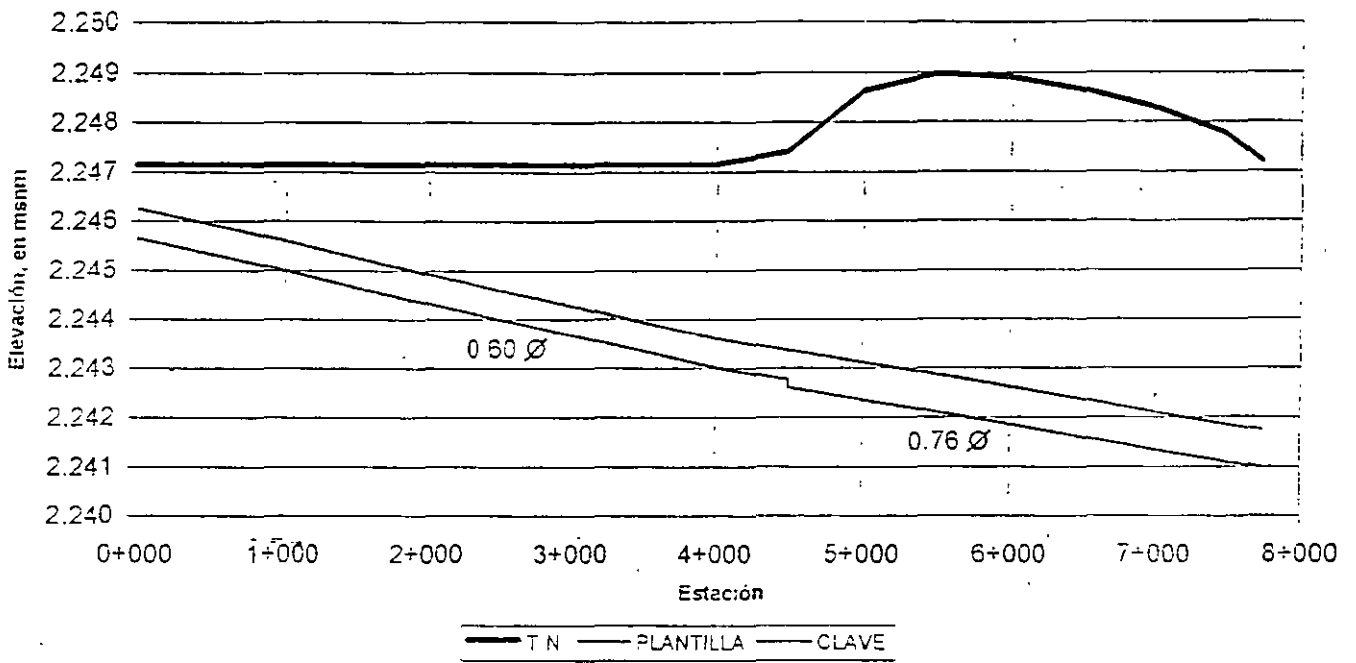


FIGURA VI.10

**EMISOR TEPOTZOTLAN**

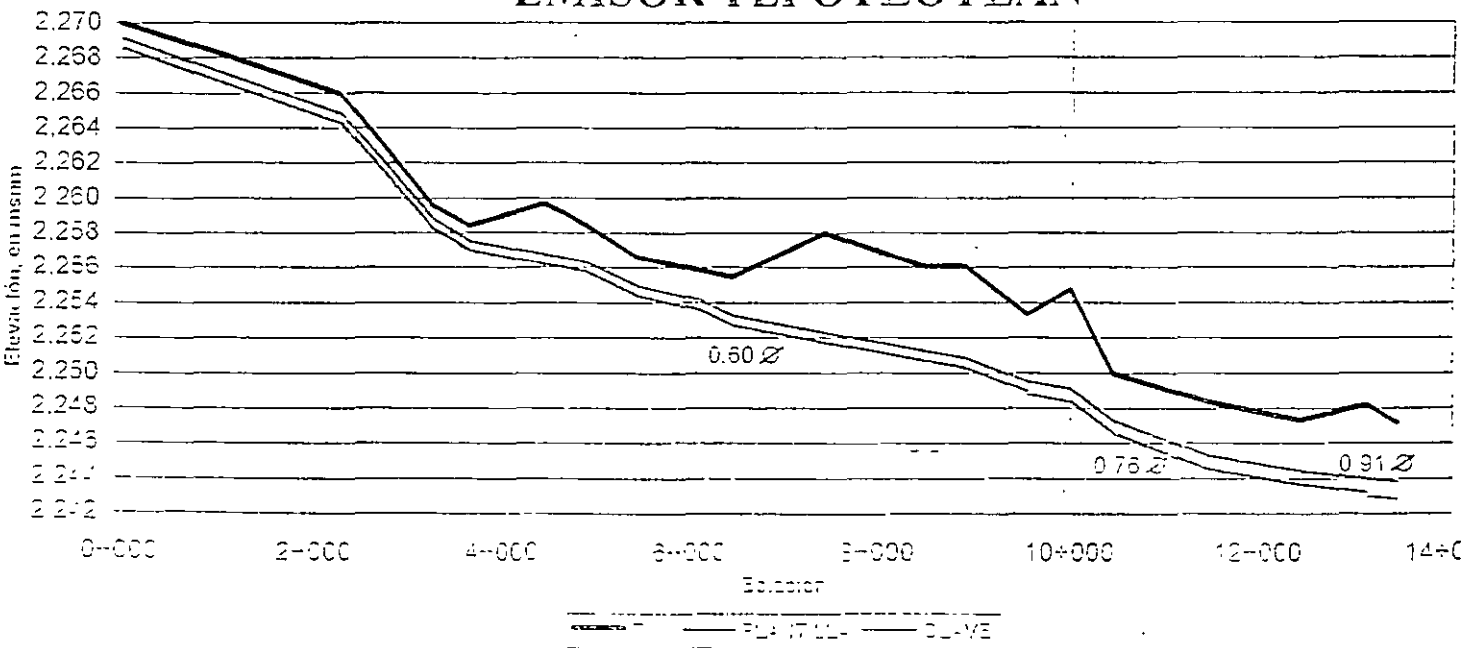
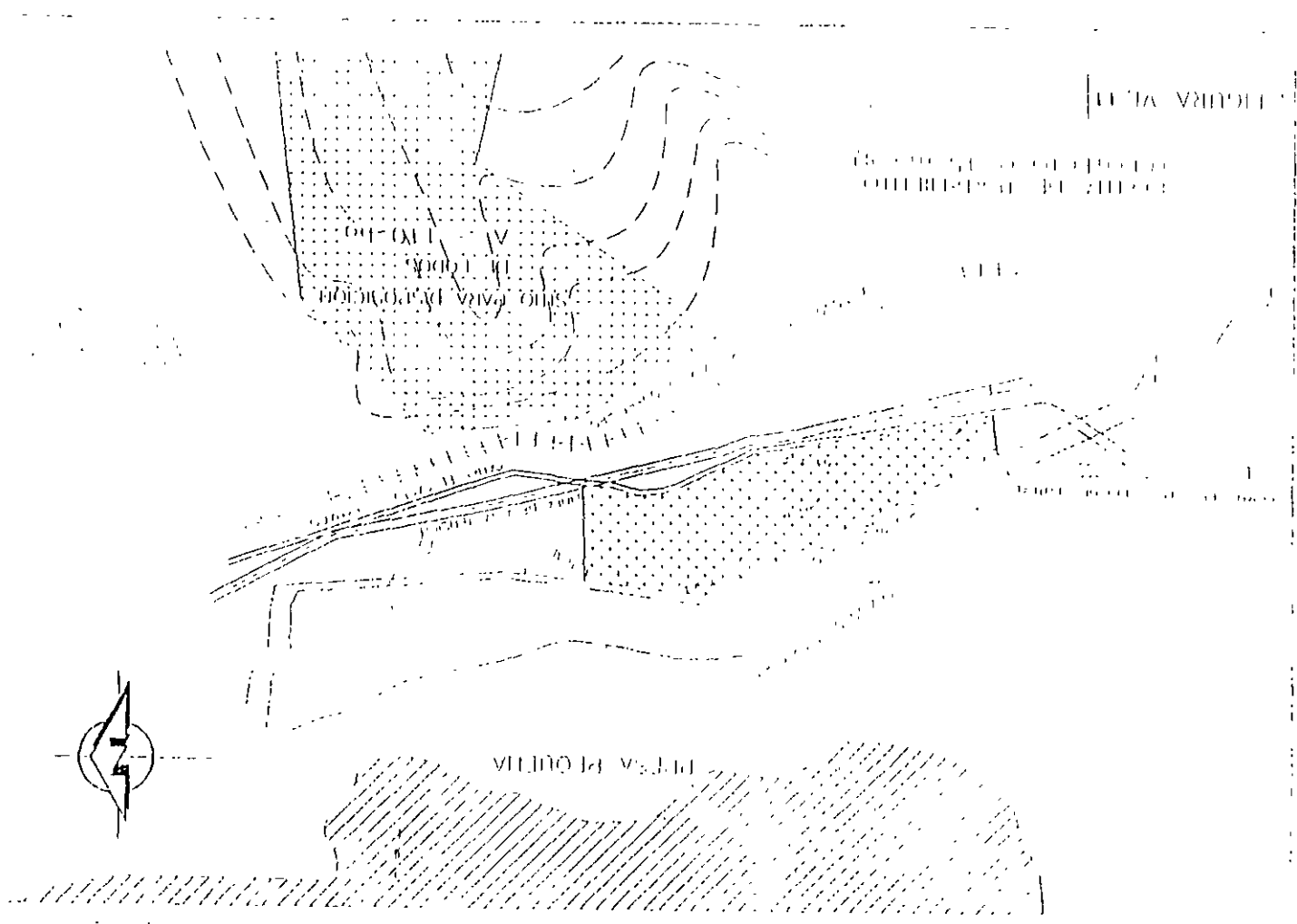


FIGURA VI.11

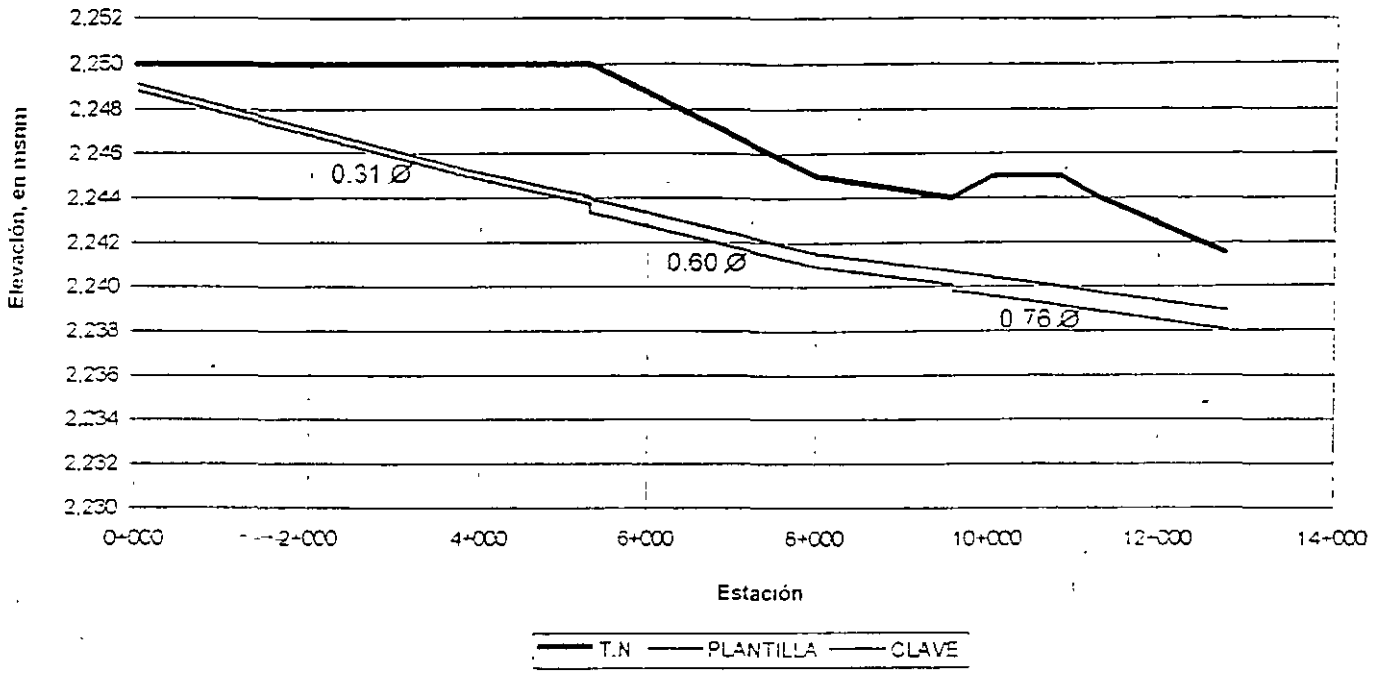
ESTRUCTURA DE LA ZONA DE  
CERRILLOS DE LA ZONA



PLANIA DE IRVAMBITO EL SALTO  
EMISOR CENTRAL

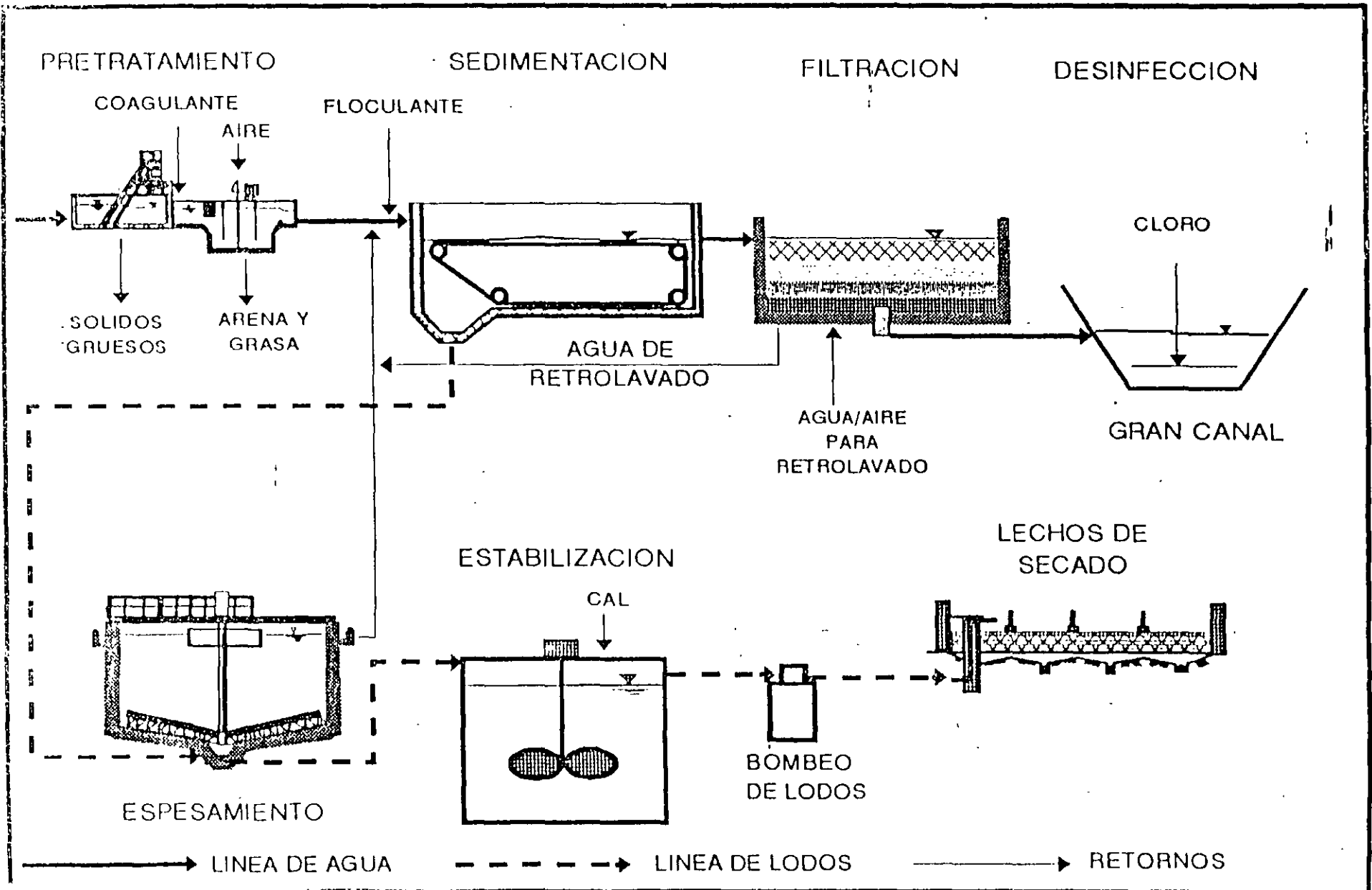
TIPO B

FIGURA VI.12  
EMISOR ZUMPANGO



# TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO

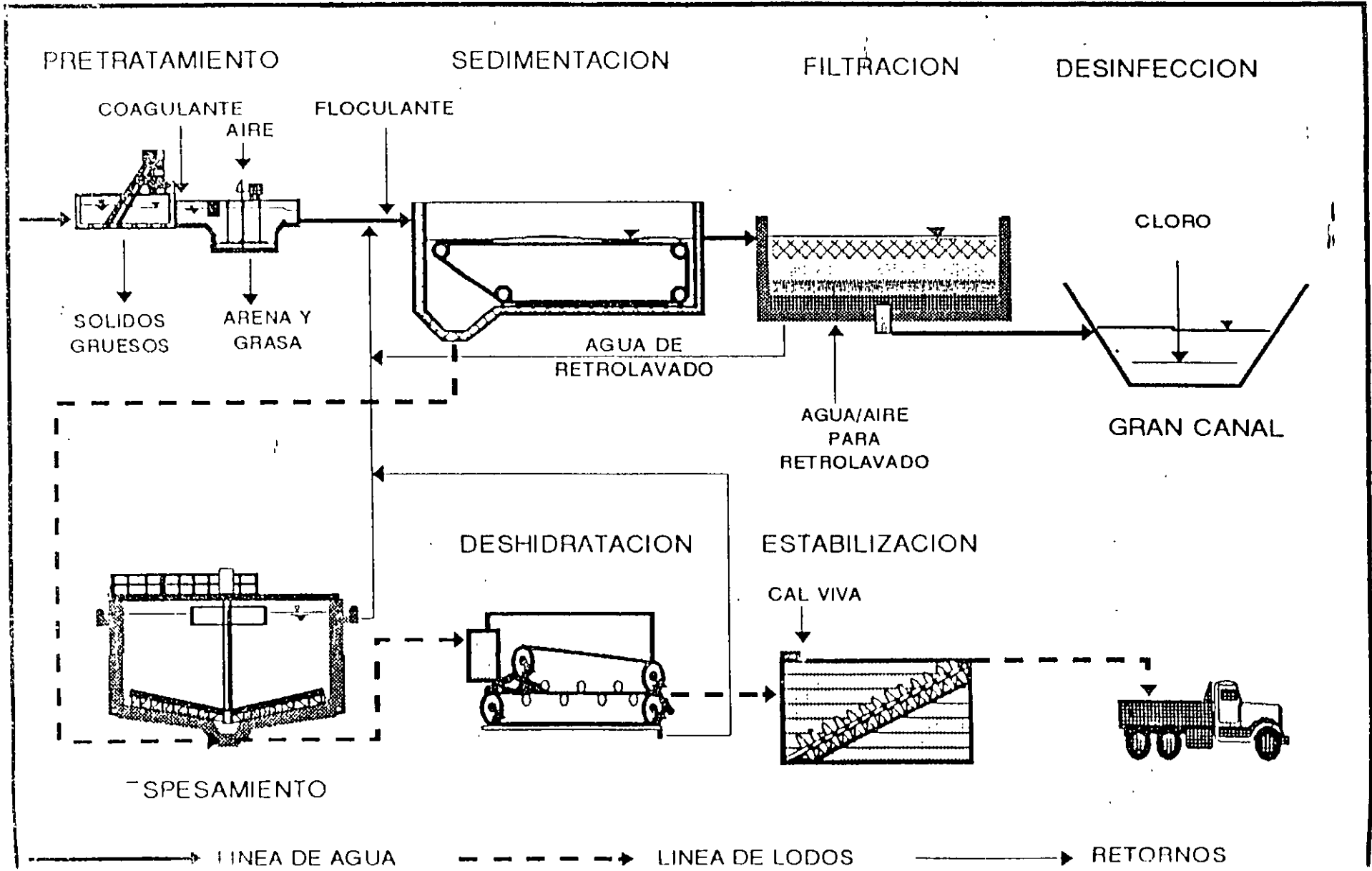
Alternativa no. 1 Texcoco Norte





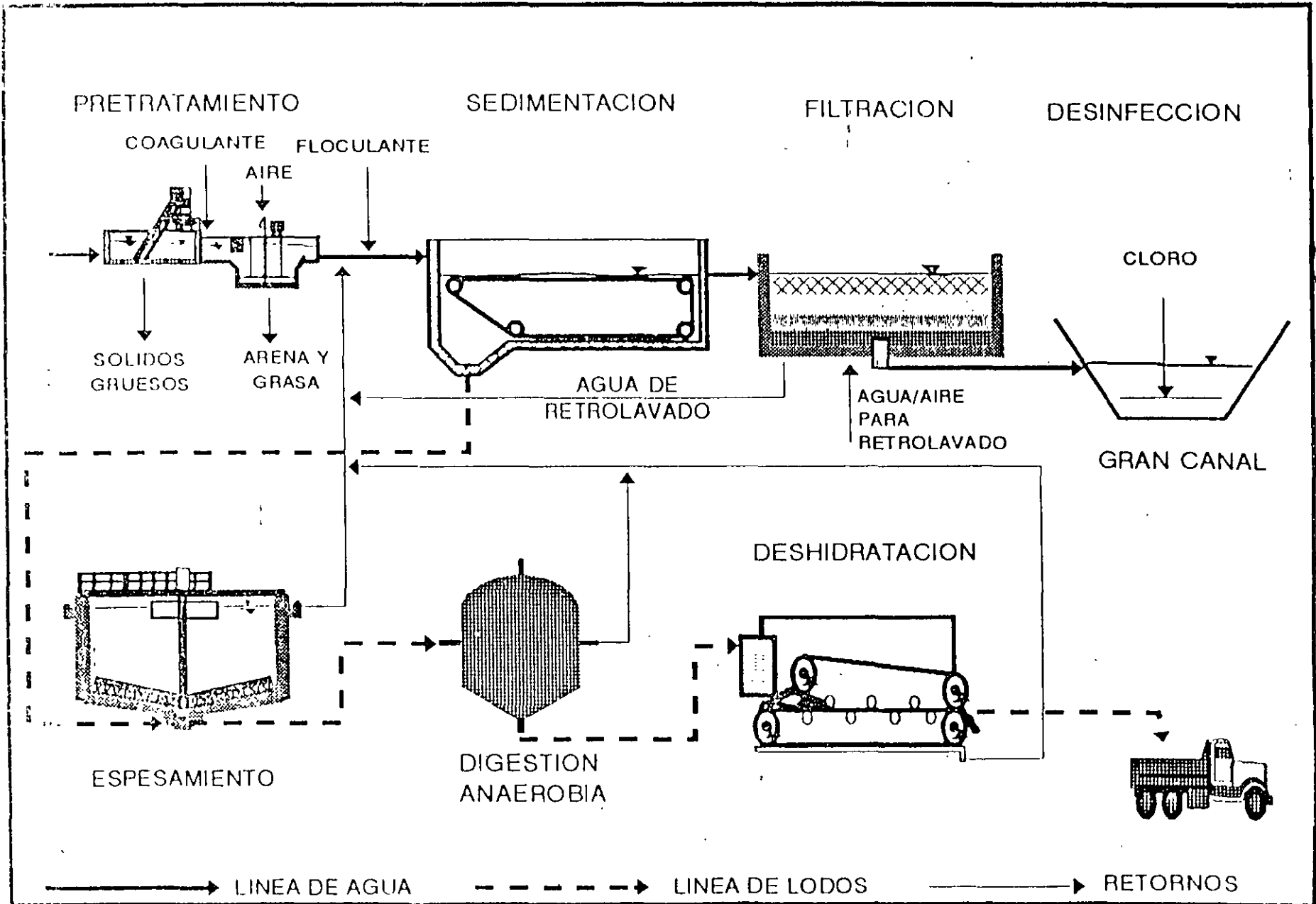
# TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO

Alternativas: no. 2 Texcoco Norte; no. 1 Coyotepec; no. 1 El Salto; y no. 1 Nextlapan.



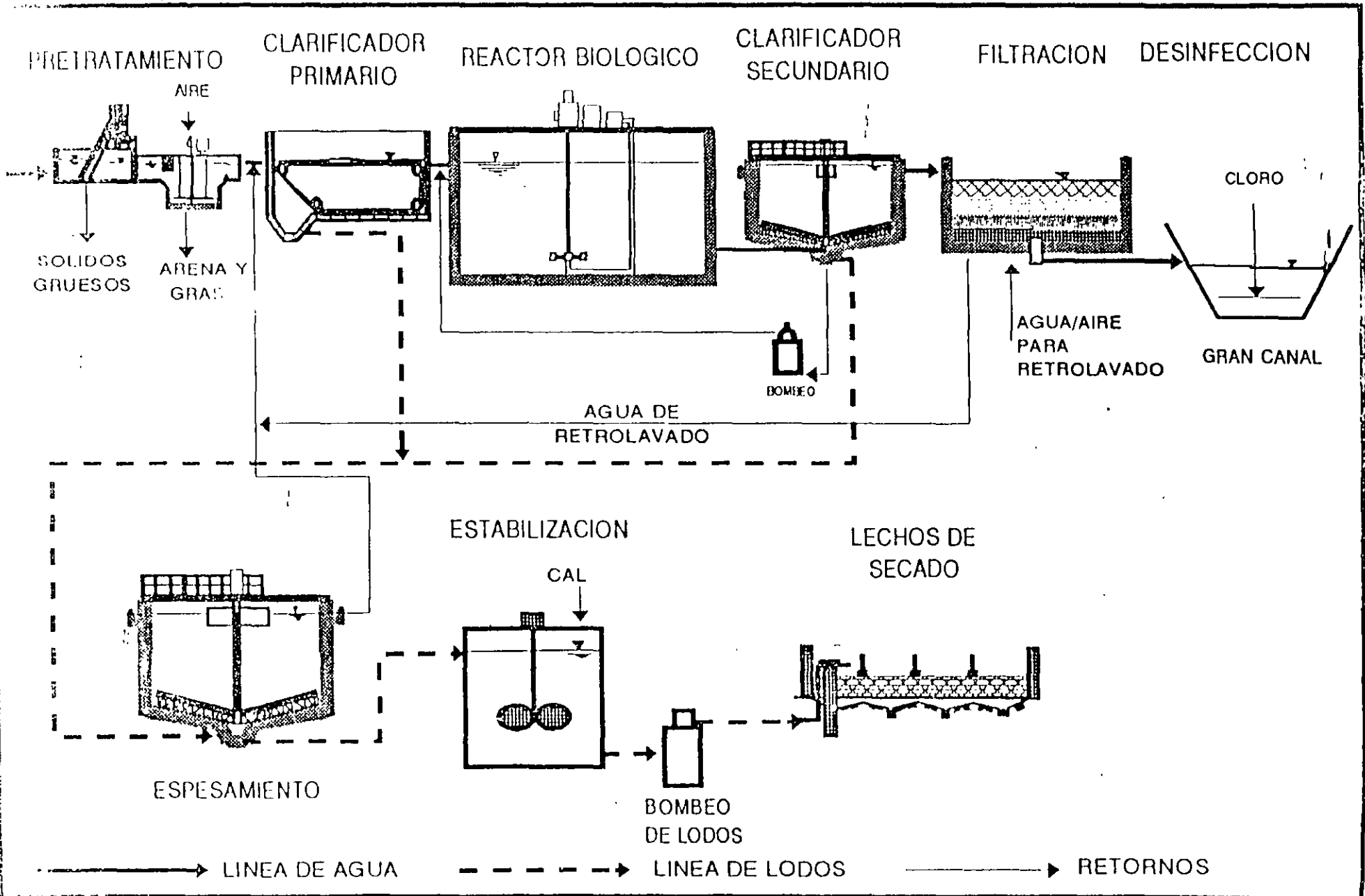
# TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO

Alternativa no. 3 Texcoco Norte



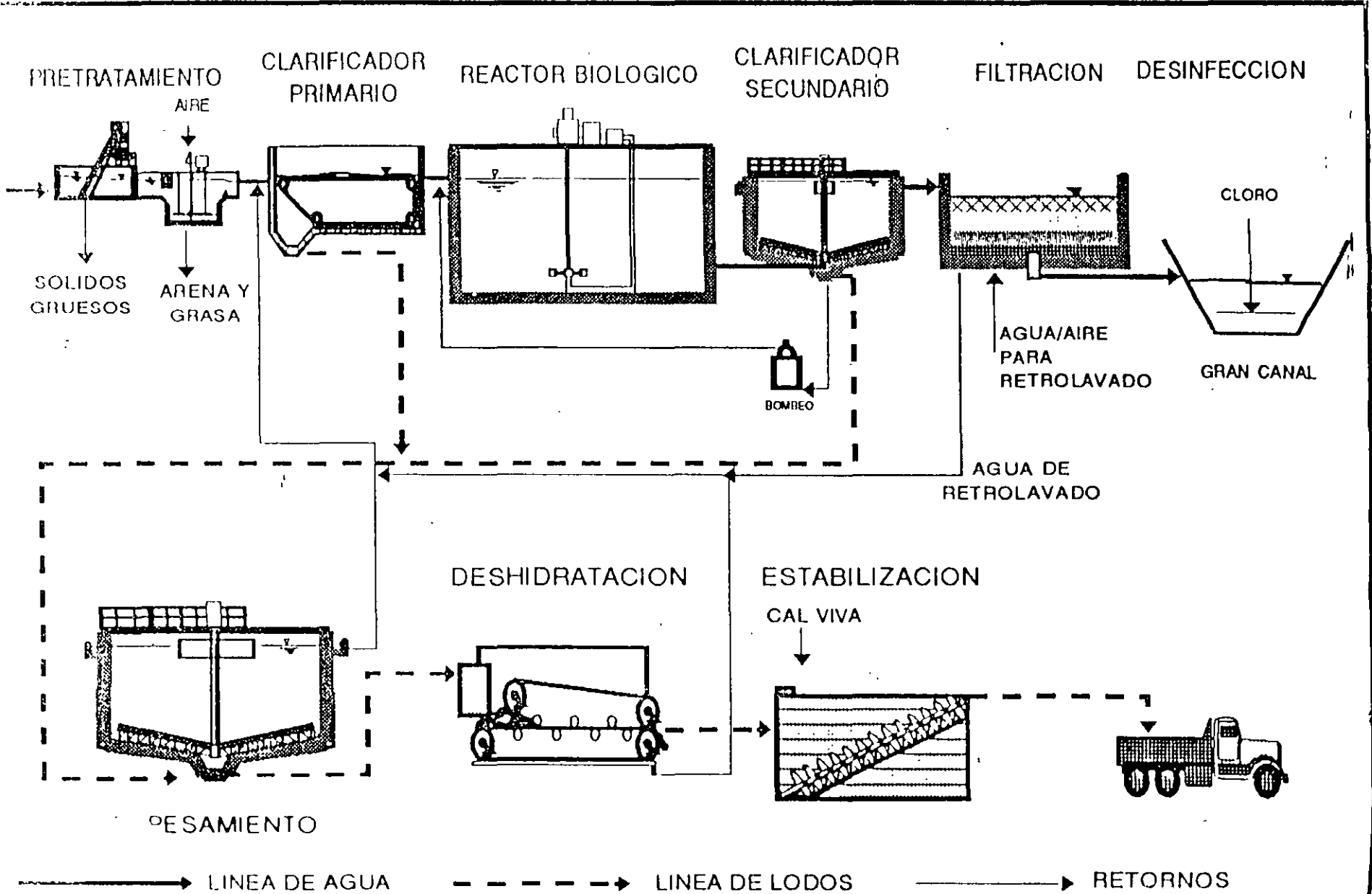
# TRATAMIENTO SECUNDARIO LODO ACTIVADO CONVENCIONAL

Alternativa no. 4 Texcoco Norte



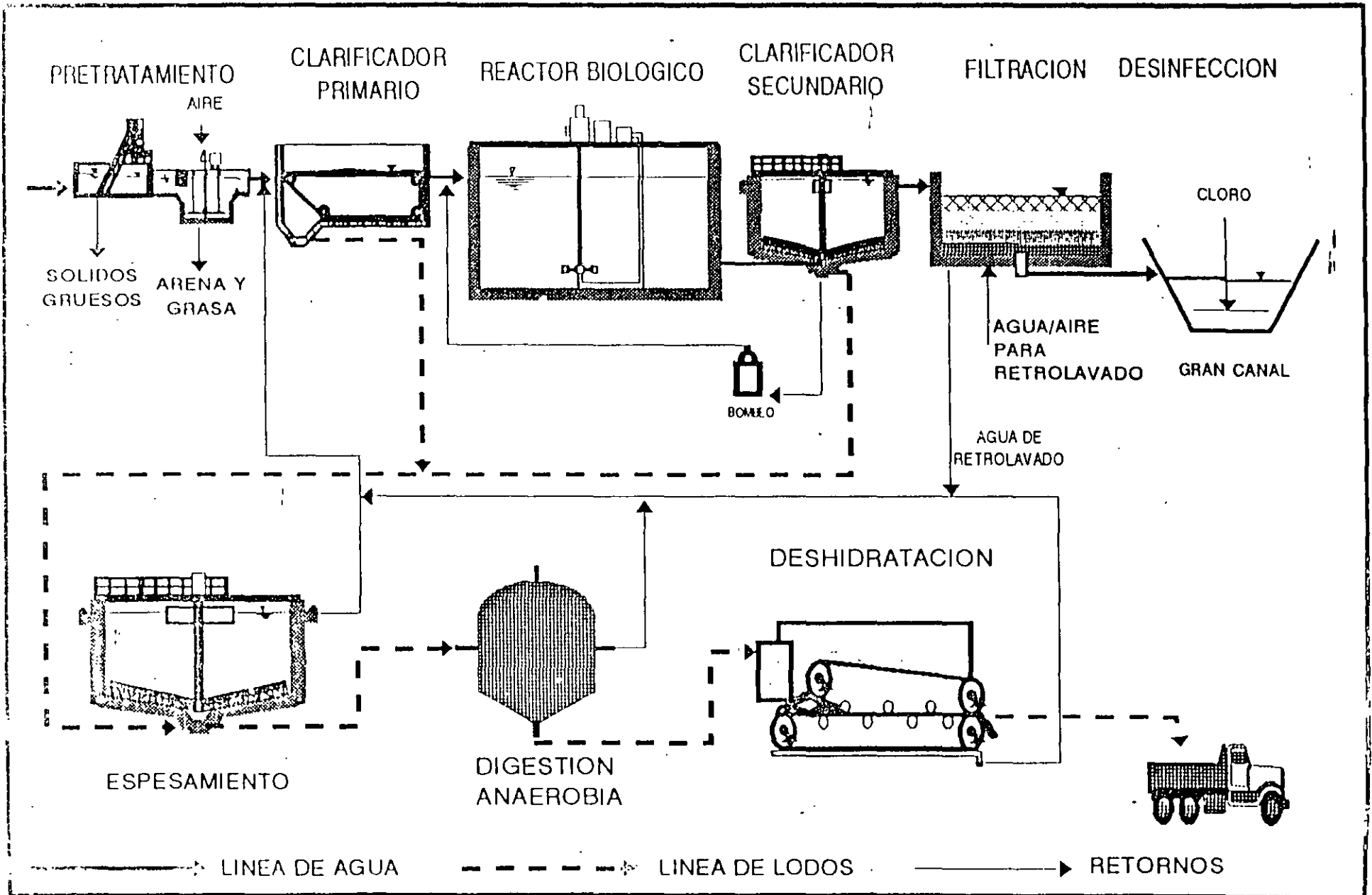
# TRATAMIENTO SECUNDARIO LODO ACTIVADO CONVENCIONAL

Alternativas: no. 5 Texcoco Norte; no. 2 Coyotepec; no. 2 El Salto; y no.2 Nextlapan.



# TRATAMIENTO SECUNDARIO LODO ACTIVADO CONVENCIONAL

Alternativa no. 6 Texcoco Norte



## DIAGRAMA DE DISTRIBUCION DE UNIDADES PLANTA TEXCOCO NORTE

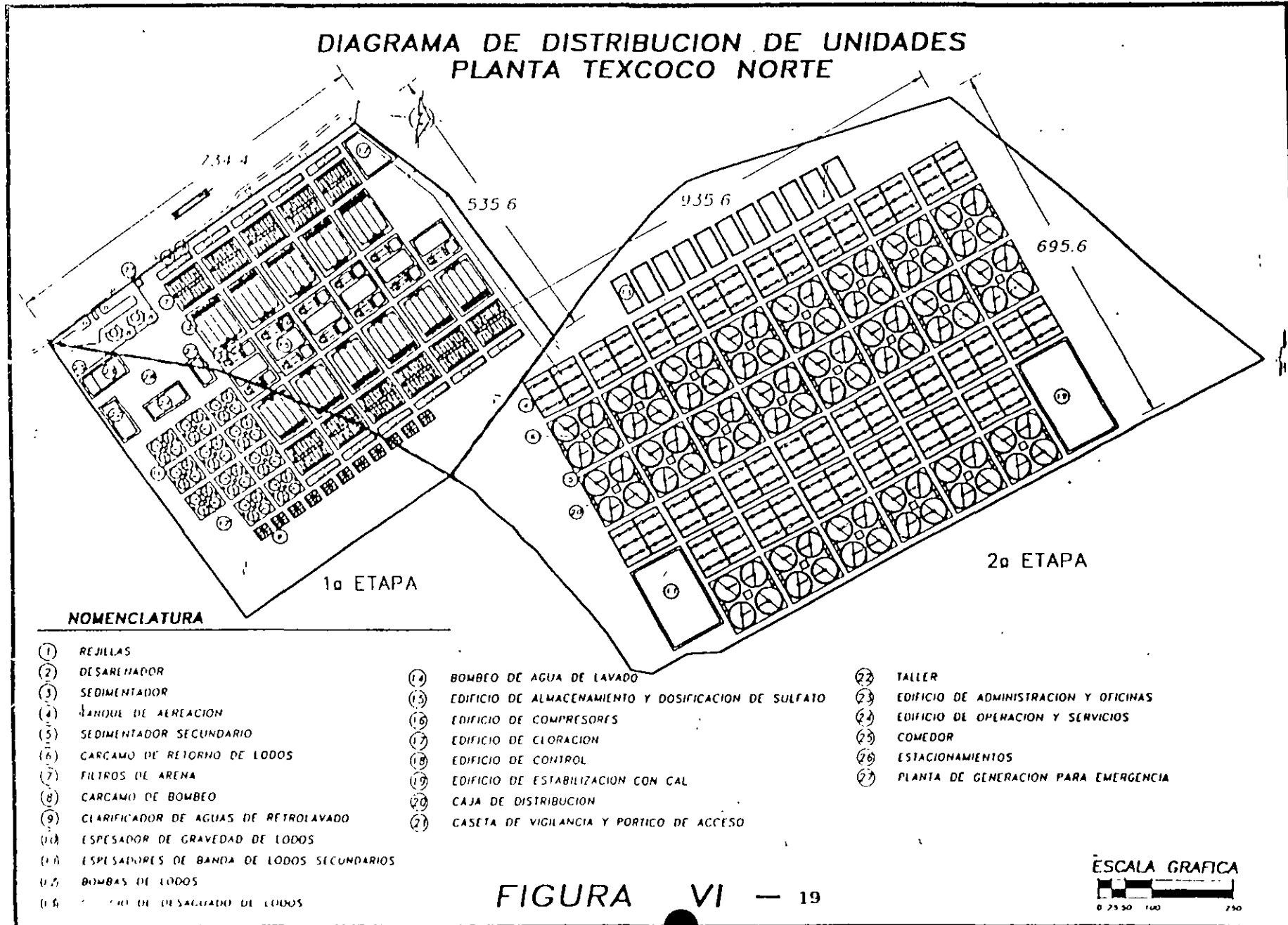


FIGURA VI.19

# DIAGRAMA DE DISTRIBUCION DE UNIDADES PLANTA TEXCOCO NORTE 1ª ETAPA

## NOMENCLATURA

- (1) REJILLAS
- (2) DESARROLLADOR
- (3) SEDIMENTADOR
- (4) FILTROS DE ARENA
- (5) CARCAMO DE HOMBEO
- (6) CLARIFICADOR DE AGUAS DE RETROLAVADO
- (7) ESPESADOR DE GRAVEDAD DE LODOS
- (8) BOMBAS DE LODOS
- (9) HOMBEO DE AGUA DE LAVADO
- (10) EDIFICIO DE ALMACENAMIENTO Y DOSIFICACION DE SULFATO
- (11) EDIFICIO DE COMPRESORES
- (12) EDIFICIO DE CLORACION
- (13) EDIFICIO DE CONTROL
- (14) CASETA DE VIGILANCIA Y PORTICO DE ACCESO
- (15) TALLER
- (16) EDIFICIO DE ADMINISTRACION Y OFICINAS
- (17) EDIFICIO DE OPERACION Y SERVICIOS
- (18) COMEDOR
- (19) ESTACIONAMIENTOS
- (20) PLANTA DE GENERACION PARA EMERGENCIA

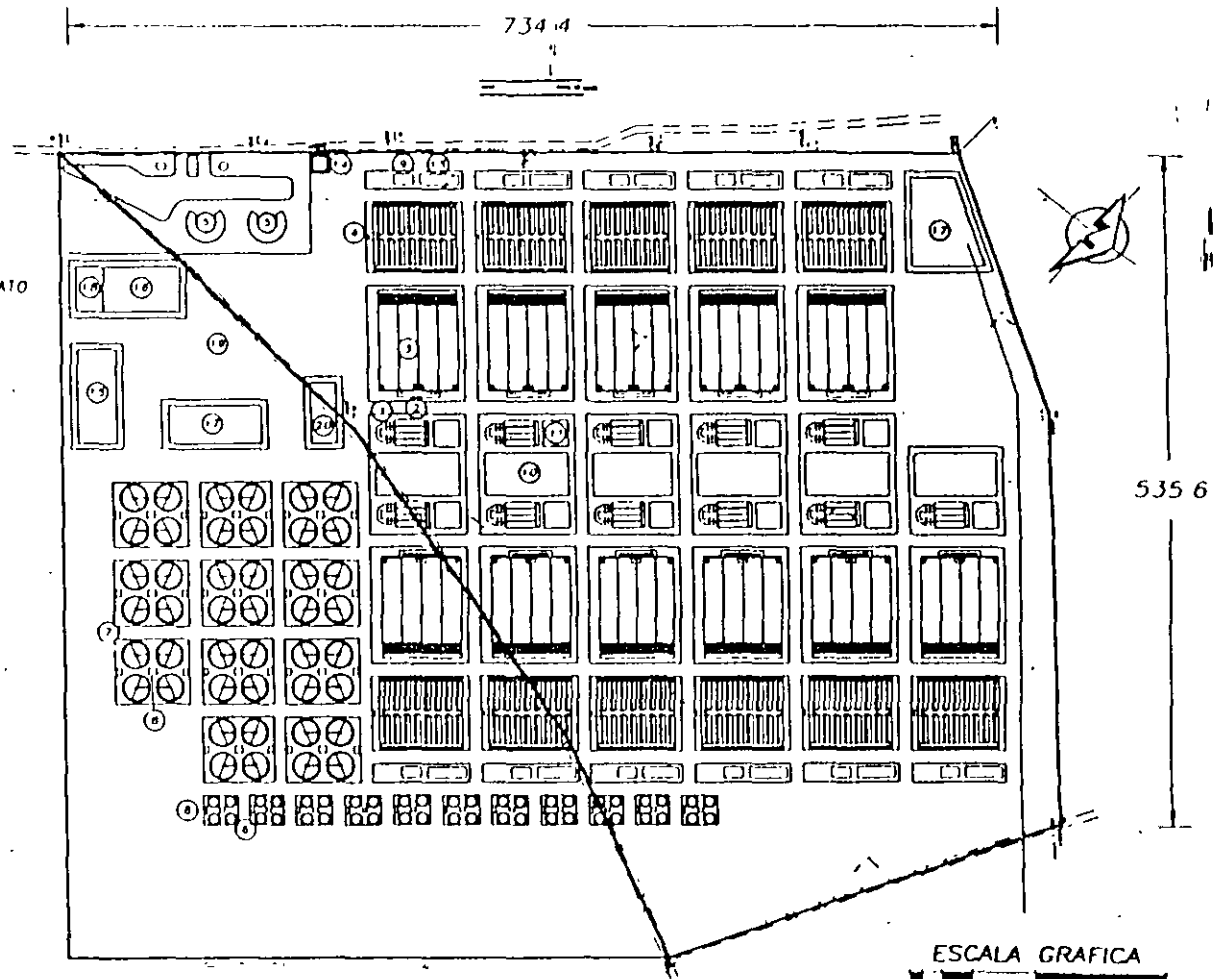


FIGURA VI — 20

ESCALA GRAFICA  
0 25 50 100 200

# SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO

(IMPORTE EN DOLARES AMERICANOS)

## P L A N T A " E L S A L T O "

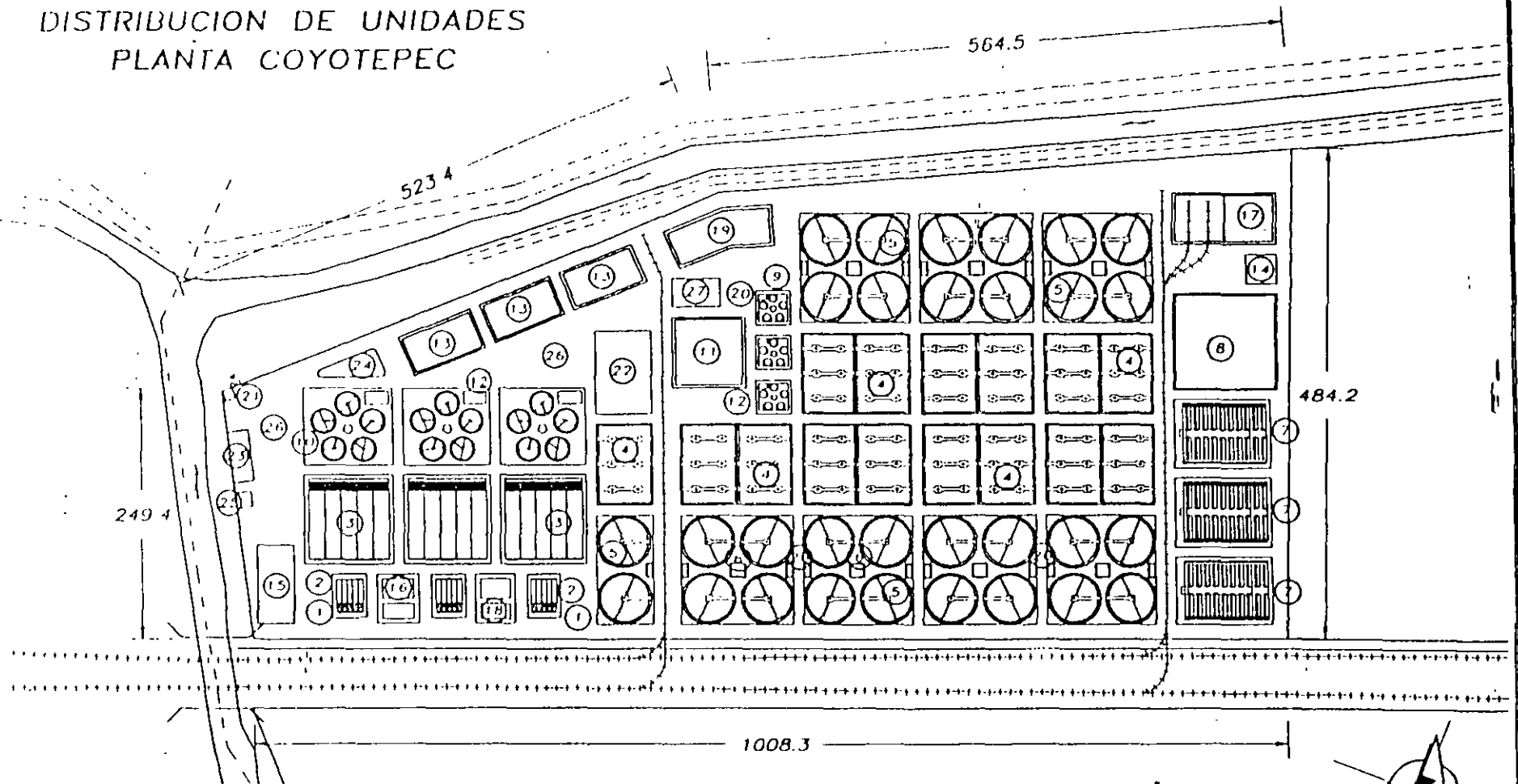
P R O C E S O	A L T E R N A T I V A S			
	No. 1		No. 2	
	I M P O R T E		I M P O R T E	
	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.
<b>L I N E A D E A G U A</b>				
RECTIFICACION DEL RIO EL SALTO	3,481,013		3,481,013	
OBRA DE TOMA	4,761,905		4,761,905	
PRETRATAMIENTO	3,093,120	346,770	3,093,120	346,770
SEDIMENTADOR PRIMARIO AVANZADO	8,158,200	91,265		
SEDIMENTADOR PRIMARIO CONVENCIONAL			15,024,930	147,495
LODOS ACTIVADOS			32,930,760	4,570,255
CLARIFICADOR SECUNDARIO			17,440,125	187,530
FILTRACION	21,020,070	257,715	21,020,070	257,715
CLORACION (DOSIS= 15 PPM PARA PRIMARIO AVANZADO)	3,357,030	689,580		
CLORACION (DOSIS= 8 PPM PARA LODO ACTIVO)			2,527,050	408,650
<b>L I N E A D E L O D O S</b>				
ESPESAMIENTO LODO QUIMICO	2,417,295	69,935		
ESPESAMIENTO LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			3,297,015	96,390
DIGESTION ANAEROBIA LODOS QUIMICOS				
DIGESTION ANAEROBIA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS				
FILTROS BANDA LODOS QUIMICOS	12,729,075	555,650		
FILTROS BANDA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			12,729,075	555,650
ESTABILIZACION CON CAL VIVA	1,200,000	500,000	1,200,000	500,000
ESTABILIZACION CON CAL APAGADA				
LECHOS PRIMARIO AVANZADO				
LECHOS LODO ACTIVO				
COSTO DEL TERRENO	2,428,572		2,428,572	
EDIFICIOS				
<b>S U M A S</b>	62,646,280	2,510,915	119,933,635	7,070,455
IMPREVISTOS 20% DEL COSTO	12,529,256	502,183	23,986,727	1,414,091
<b>T O T A L</b>	75,175,536	3,013,098	143,920,362	8,484,546

**NOTA.**

- LOS COSTOS DE CONSTRUCCION FUERON CALCULADOS PARA UNA CAPACIDAD DE 15 M3/S
- LOS COSTOS DE OPERACION FUERON CALCULADOS PARA UN GASTO MEDIO DE 5.2 M3/S.



# DISTRIBUCION DE UNIDADES PLANTA COYOTEPEC

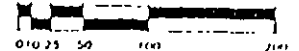


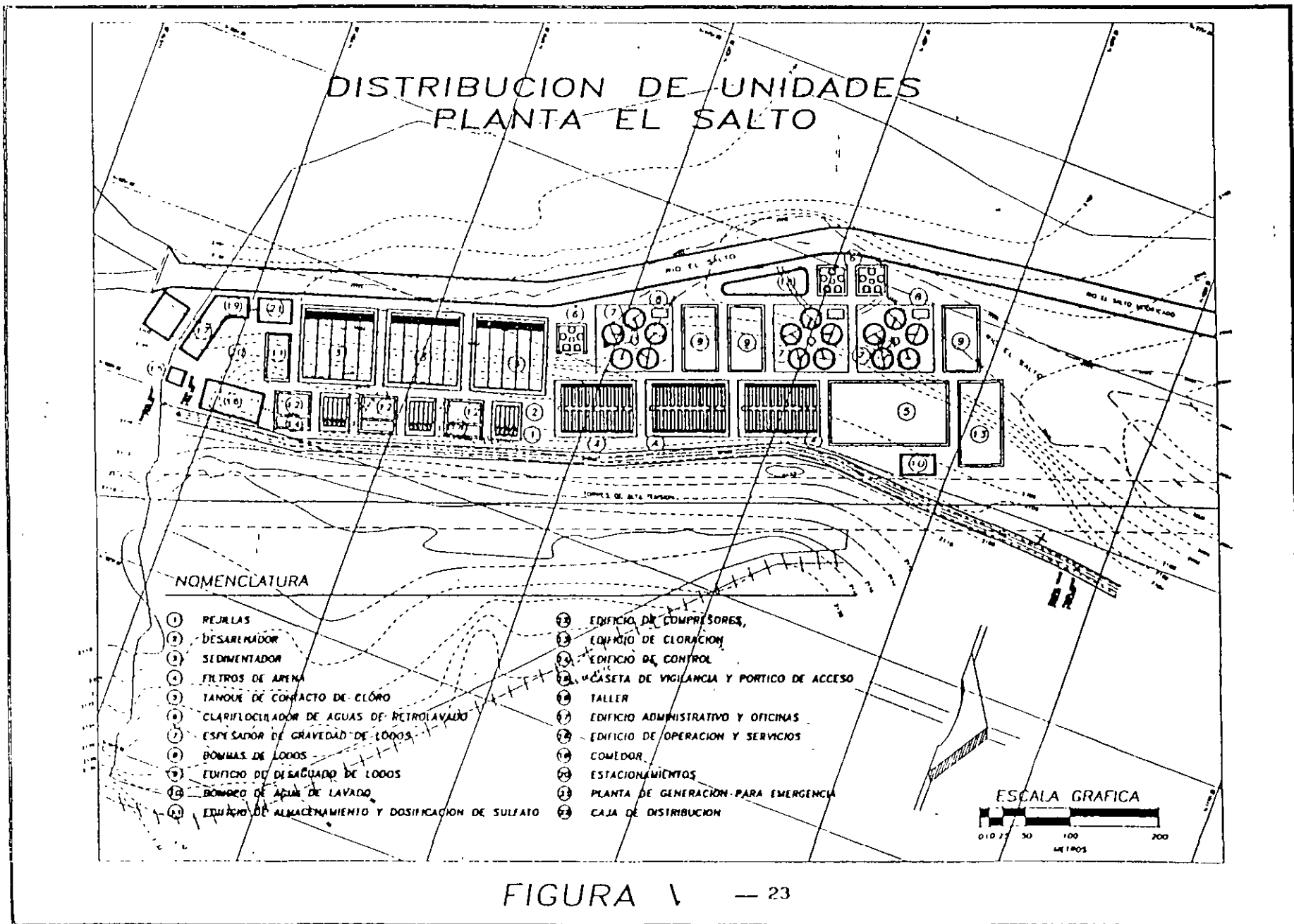
## NOMENCLATURA

(1) REJILLAS	(10) ESPESADOR DE GRAVEDAD DE LUDOS	(19) EDIFICIO DE ESTABILIZACION CON CAL
(2) DESARENADOR	(11) ESPESADORES DE BANDA DE LUDOS SECUNDARIOS	(20) CAJA DE DISTRIBUCION
(3) SEDIMENTADOR	(12) BOMBAS DE LUDOS	(21) CASETA DE VIGILANCIA Y PORTICO DE ACCESO
(4) TANQUE DE AERACION	(13) EDIFICIO DE DESAGUADO DE LUDOS	(22) TALLER
(5) SEDIMENTADOR SECUNDARIO	(14) BOMBEO DE AGUA DE LAVADO	(23) EDIFICIO DE ADMINISTRACION Y OFICINAS
(6) CARRAMO DE RETORNO DE LUDOS	(15) EDIFICIO DE ALMACENAMIENTO Y DILUACION DE SULFATO	(24) EDIFICIO DE OPERACION Y SERVICIOS
(7) FILTROS DE ARENA	(16) EDIFICIO DE COMPRESORES	(25) COMEDOR
(8) TANQUE EN CONTACTO DE CLORO	(17) EDIFICIO DE LIMPIEZAS	(26) ESTACIONAMIENTOS
(9) CLARIFICADOR DE AGUAS DE RETORNAR	(18) EDIFICIO DE CONTROL	(27) PLANTA DE GENERACION PARA EMERGENCIA

FIGURA VI — 22

ESCALA GRAFICA





## VII.-ESTIMACIÓN DE COSTOS

## VII.-ESTIMACIÓN DE COSTOS

### COSTOS DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE

Los costos estimados de la infraestructura de drenaje para el Área Metropolitana incluidos en este proyecto han sido estimados por la DGCOH del DDF a partir de los costos que obtiene en este mismo tipo de obras que está realizando en el resto de la red de drenaje. Las estimaciones son las siguientes para cada una de las etapas que se plantean en el capítulo siguiente:

(TIPO DE CAMBIO CONSIDERADO 1US DL.= N\$ 6.30)

(evaluación de octubre de 1995)

#### ETAPA 1

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (MILES N\$)	TOTAL (MILLONES DE N\$)	TOTAL (MILLONES DE US DLS.)
<b>RIO DE LOS REMEDIOS</b>					
RECTIFICACION RIO REMEDIOS	m3	334,000	0.075	25.050	3.98
LUMBRERA CONSTR. 12 M DE DIAMETRO	LOTE	6	6,265	37.589	5.97
LUMBRERA REJILLAS 12 m DE DIAM	LOTE	2	20,078	40.157	6.37
TUBOS HINCADOS 5m DE DIAM	PIEZA	4	1,590	6.360	1.01
TUNEL	m	10,048	37,200	373.785	59.33
ESTRUCTURA DE CAPTACION	LOTE	5	2,142	10.710	1.70
<b>DREN GENERAL</b>					
RECTIFICACION DREN GENERAL	m3	390,000	0.020	7.800	1.24
LUMBRERA CONSTR. 12 M DE DIAM	LOTE	5	6,265	31.324	4.97
LUMBRERA DE REJILLAS 11 m DE DIAM	LOTE	2	11,657	23.313	3.70
TUNEL	m	6,690	37,200	248.868	39.50
TUBOS HINCADOS DE 5 M. DE DIAM	PIEZA	4	1,590	6,360	1.01
ESTRUCTURA DE CAPTACION	LOTE	5	2,142	10.710	1.70
<b>PLANTAS DE BOMBEO</b>					
CARCAMO DE BOMBEO DE 18 M DE DIAM	LOTE	1	23,400	23.400	3.71
PLANTA DE BOMBEO DE CASA COL. 1a ETAPA 40 m <sup>3</sup> /seg	LOTE	1	97,920	97.920	15.54
CARCAMO DE BOMBEO DE 13m DE DIAM	LOTE	2	12,264	24.528	3.89
PLANTA DE BOMBEO DE LA PLANTA DE TRAT. DE 40 m <sup>3</sup> /seg	LOTE	2	45,967	91.934	14.59
<b>TOTAL</b>				<b>1,059.808</b>	<b>168.22</b>

La segunda etapa consistirá en la construcción de las lagunas de regulación y un módulo mas de bombeo en la planta de Casa Colorada. los costos estimados son:

### ETAPA 2

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (MILES NS)	TOTAL (MILLONES DE NS)	TOTAL (MILLONES DE US DLS.)
CARCAMO DE BOMBEO 18 M DE DIAM.	LOTE	1	23,400	23.4	3.72
PLANTA DE BOMBEO DE 40 m <sup>3</sup> /SEG	LOTE	1	97,920	97 920	15.54
LAGUNA CASA COLORADA	m <sup>3</sup>	73,200	0.050	3.660	0.58
LAGUNA "EL FUSIBLE"	m <sup>3</sup>	480,000	0 012	5.760	0.91
<b>TOTAL</b>				<b>130.74</b>	<b>20.75</b>

La tercera etapa consistirá en la construcción del túnel de Vaso del Cristo, el costo estimado es:

### ETAPA 3

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (MILES NS)	TOTAL (MILLONES DE NS)	TOTAL (MILLONES DE US DLS.)
LUMBRERA CONSTR. 12 m DE DIAM.	LOTE	8	2,227	17.815	2.83
TUNEL	m	13.793	40	551 665	87 57
ESTRUCTURA DE CAPTACION	LOTE	7	2,142	14 994	2 38
<b>TOTAL</b>				<b>584.474</b>	<b>92.77</b>

El costo de las tres etapas es:

	MILL DE NS	MILL. DE US DLS
ETAPA 1	1,059 81	168 22
ETAPA 2	130 74	20 75
ETAPA 3	584 474	92 77
<b>TOTAL</b>	<b>17775 02</b>	<b>281.74</b>

## COSTO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DEL ÁREA METROPOLITANA.

Para estimar el costo de las plantas tanto de construcción como de operación y mantenimiento, se han calculado los costos de los diversos procesos para un gasto de 1 m<sup>3</sup>/seg. Estos costos unitarios se presentan en las páginas siguientes.

Los costos unitarios de construcción se multiplican por la capacidad instalada de cada planta para cada alternativa de tratamiento. Y los costos unitarios de operación se multiplican por el gasto medio esperado en cada caso.

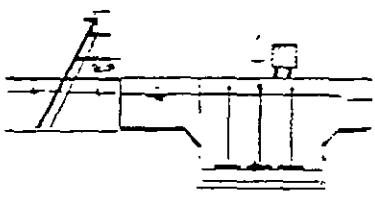
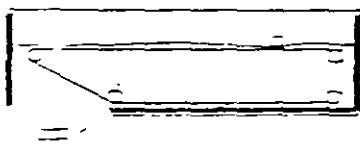
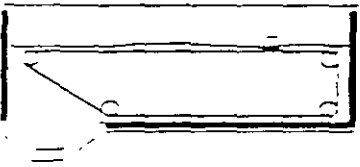
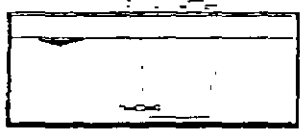
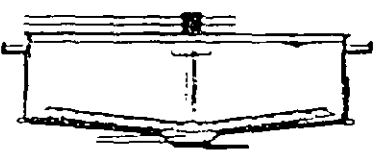
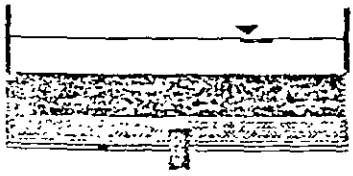
Como se presentó en el capítulo anterior, las capacidades y los gastos medios de cada planta son los siguientes, para un año de lluvias abundantes:

PLANTA	CAPACIDAD m <sup>3</sup> /seg	VOLUMEN ANUAL mill m <sup>3</sup>	GASTO MEDIO m <sup>3</sup> /seg
TEXCOCO NORTE	44	1200	38.0
COYOTEPEC	15	257	8.1
EL SALTO	15	163	5.2
NEXTLALPAN	0.5	13.9	0.44

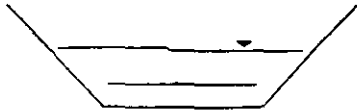
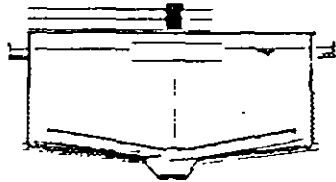
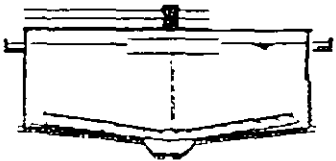

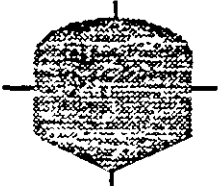
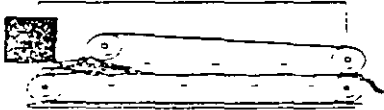
En la siguiente tabla se enlistan los precios unitarios utilizados en el programa "CAPDET" (*A COMPUTER ASSISTED PROGRAM FOR THE DESIGN OF WASTE WATER TREATMENT FACILITIES. VERSIÓN 2.04 DE HYDROMANTYS, INC.*) que fué el usado para la estimación de los costos unitarios de los procesos.

A continuación se presentan tres tablas con el desglose de costos para cada una de las tres plantas grandes, en ellas se incluyen otros costos, como el de los terrenos, cimentación especial en Texcoco Norte, edificaciones, etc. y se considera un 20% por imprevistos e ingeniería. En la planta Texcoco Norte se incluyen los costos de las conducciones de la zona norte y en la de Coyotepec los colectores de Tepozotlán y de Huehuetoca.

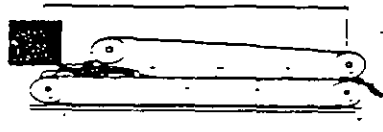
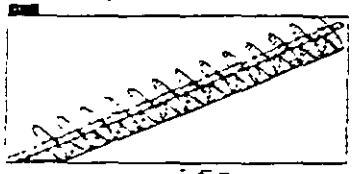
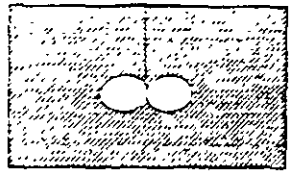
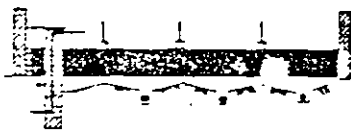

## SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO

PROCESO	PARAMETROS DE DISEÑO Q=1,000 lps	COSTO dls USA	C&M dls USA																		
<b>LINEA DE AGUA</b>																					
Pretratamiento 	Rejillas automaticas: pendiente de las barras = 30° velocidad: promedio=2.5 ft/s ; maxima=3 ft /seg  Desarenador y desengrasador aireado: velocidad de sedimentación: 106 ft/seg. tiempo de retencion: 15 min. aire requerido= 2613 cu ft/min oxigeno requerido= 2330 lb O2/dia	206,208	69,354																		
Sedimentador primario avanzado 	dosis de polimero anionico = 0.4 ppm dosis de sulfato de aluminio = 50 ppm como sulfato carga superficial = 1500 gal/dia-ft <sup>2</sup> (60 m <sup>3</sup> /dia) carga de solidos = 4.62 lb/ft <sup>2</sup> -dia carga en el vertedor = 15000 gal/dia-ft tiempo de retencion= 1.25 hrs	543,880	18,253																		
Sedimentador primario convencional 	carga superficial = 600 gal/dia-ft <sup>2</sup> (38 m <sup>3</sup> /dia) carga de solidos = 2.47 lb/ft <sup>2</sup> -dia carga en el vertedor = 15000 gal/dia-ft tiempo de retencion= 1.26 hrs	1,001,652	29,499																		
Lodos activados 	Constante de reacción= 0.0135 l/mg-n tiempo de aeración= 2.48 hr oxigeno requerido= 158,000 lb/dia aire requerido= 175,000 scfm carga volumetrica= 98.3 lb DBO/ft <sup>3</sup> -d	2,195,364	914,051																		
Clarificador secundario 	carga superficial = 500 gal/dia-ft <sup>2</sup> (20 m <sup>3</sup> /dia) carga de solidos = 18.8 lb/ft <sup>2</sup> -dia carga en el vertedor = 15000 gal/dia-ft tiempo de retencion= 3.23 hrs	1,162,575	37,506																		
Filtración 	Carga = 2.86 gpm/ft <sup>2</sup> (7 m <sup>3</sup> /hr)  <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>capa</th> <th>prof. (ft)</th> <th>diametro (mm)</th> <th>pend.</th> <th>grav. espec.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>arena</td> <td>2</td> <td>1.2</td> <td>3.5</td> <td>2.65</td> </tr> <tr> <td></td> <td>grava</td> <td>1</td> <td>10</td> <td>6.0</td> <td>2.65</td> </tr> </tbody> </table>		capa	prof. (ft)	diametro (mm)	pend.	grav. espec.		arena	2	1.2	3.5	2.65		grava	1	10	6.0	2.65	1,401,338	51,543
	capa	prof. (ft)	diametro (mm)	pend.	grav. espec.																
	arena	2	1.2	3.5	2.65																
	grava	1	10	6.0	2.65																

## SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO

PROCESO	PARAMETROS DE DISEÑO C=1 000 lbs	COSTO d's USA	M. d's USA
Cloracion  <b>COLORO</b>  	dosis = 15 ppm para primario avanzado  dosis = 8 ppm para lodo activo	223,802  168,470	137,916  81,730
<b>LINEA DE LODOS</b>			
Espesamiento lodo quimico  	volumen de lodo influente = 139,691 gal/dia concentración de solidos = 4% volumen de lodo efluente = 73,683 gal/dia concentración de solidos efluente = 6.5 %	161,153	13,987
Espesamiento lodos primarios y secundarios  	volumen de lodo influente = 455,344 gal/dia concentración de solidos = 1.78 % volumen de lodo efluente = 107,060 gal/dia concentración de solidos efluente = 6.5 %	219,801	19,278
Digestion anaerobia lodos quimicos  	tiempo de retención = 9.65 dias solidos concentrados = 5 % volumen de lodo influente = 73,683 gal/dia concentración de solidos efluente = 6.5 % volumen de lodo efluente = 67,051 gal/dia concentración de solidos efluente = 5%	1,265,517	77,374
Digestion anaerobia lodos primarios y secundarios  	tiempo de retención = 9.65 dias solidos concentrados = 5 % volumen de lodo influente = 107,060 gal/dia concentración de solidos efluente = 6.5 % volumen de lodo efluente = 94,541 gal/dia concentración de solidos efluente = 5%	1,445,706	105,819
Filtros banda lodos quimicos  	Del digestor: vol de lodo infl = 67,051; efluente = 18,527 gal/dia concentración de solidos efluente = 19 %  Del espesador: vol de lodo infl = 73,683; efluente = 26,468 gal/dia concentración de solidos efluente = 19 %	848,605	111,130



PROCESO	PARAMETROS DE DISEÑO Q=1 000 lps	COSTO dls USA	C.M. dls USA
<p>Filtros banda lodos primarios y secundarios</p> 	<p>Del digestor: vol de lodo infl = 94 541 ; efluente = 26,123 gal/dia concentracion de solidos efluente = 19 %</p> <p>Del espesador: vol de lodo: infl. = 74,365 , efluente = 26,712 gal/dia concentracion de solidos efluente = 19 %</p>	848,605	111,130
<p>Estabilizacion con cal viva</p> 	<p>Lodo quimico del deshidratador: volumen de lodo influente = 28,863 gal/dia concentracion de solidos influente = 22.9% cal adicionada = .3 lb/lb , pureza 90%</p> <p>Lodo primario y secundario del deshidratador: volumen de lodo influente = 29,531 gal/dia concentracion de solidos influente = 22.9 % cal adicionada = 3 lb/lb pureza 90%</p>		100 000 cal  100,675 cal
<p>Estabilizacion con cal apagada</p> 	<p>Lodo quimico del espesador: volumen de lodo influente = 75 964 gal/dia concentracion de solidos influente = 8.4 % cal adicionada = 3 lb/lb ; pureza 90%</p> <p>Lodo primario y secundario del espesador: volumen de lodo influente = 77 051 gal/dia concentracion de solidos influente = 8.36 % cal adicionada = 3 lb/lb pureza 90%</p>		108 568 cal  109 512 cal
<p>Lechos primario avanzado</p> 	<p>Lodo quimico espesado y encalado: volumen de lodo influente = 74,834 gal/dia concentracion de solidos influente = 8.48%</p>	1,341,243	358,409
<p>Lechos lodo activo</p> 	<p>Digestion anaerobia: volumen de lodo efluente = 9,454 gal/dia concentracion de solidos efluente = 50%</p> <p>Lodo primario y secundario del espe. y estab : volumen de lodo influente = 77,051 gal/dia concentracion de solidos influente = 8.36 %</p>	1,353,535	358 409

LOS COSTOS FUERON CALCULADOS CON EL PROGRAMA "COMPUTER-ASSISTED PROGRAM FOR THE DESIGN OF WASTEWATER TREATMENT FACILITIES" VERSION 2.04 DE LA EMPRESA HYDROMANTYS, INC.

## SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO

### CATALOGO DE PRECIOS UNITARIOS CONSIDERADOS EN CAPDET

CONCEPTO	NUEVOS PESOS			DOLARES AMERICANOS		
CONSTRUCCION GENERAL	2.016	NS/M2	29.8	\$/SQ FT	320	\$/M2
EXCAVACION	34	NS/M3	4	\$/CU YD	5.33	\$/M3
MURO DE CONCRETO	1.745	NS/M3	173.6	\$/CU YD	277	\$/M3
LOSA DE CONCRETO	1.229	NS/M3	148.8	\$/CU YD	195	\$/M3
INDICE DE MARSHALL			577			
ALQUILER DE GRUA	422	NS/HR	67	\$/HR		
TECHO	1.071	NS/M2	15.75	\$/SQ FT	170	\$/M2
COSTOS INDICES CONSTR EPA			163			
OBRA DE MANO	59	NS/HR	9.35	\$/HR		
OPERADOR II CLASE	69	NS/HR	10.96	\$/HR		
ELECTRICIDAD	0.44	NS/KWHR	0.07	\$/KWHR		
COSTO QUIMICOS						
CAL VIVA	280	NS/TN	0.0202	\$/LB	44	\$/TN
CAL HIDRATADA O APAGADA	320	NS/TN	0.015	\$/LB	51	\$/TN
CLORURO FERRICO	1,190	NS/TN	0.54	\$/LB	189	\$/TN
SULFATO DE ALUMINIO	300	NS/TN	0.022	\$/LB	48	\$/TN
POLIMERO	45,000	NS/TN	20.45	\$/LB	7,143	\$/TN
POLIMERO FILTROS	15,000	NS/TN	6.19	\$/LB	2,381	\$/TN
GAS CLORO	1,300	NS/TN	0.091	\$/LB	200	\$/TN
COSTOS INDICE INGENIERIA			2886			
OBRA DE MANO	159	NS/HR	25.2	\$/HR		
COSTOS INDICES DE TUBERIAS			295.2			
INSTALACION DE TUBERIAS	93	NS/HR	14.7	NS/HR		
TUBOS DE 8"	57	NS/M	9.08	\$/FT	29.8	\$/M
CODOS DE 8"	547	NS/PZA	86.82	\$/PZA		
TEE DE 8"	809	NS/PZA	128.49	\$/PZA		
VALVULA DE 8"	8,481	NS/PZA	1348.18	\$/PZA		

SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO  
(IMPORTE EN DOLARES AMERICANOS)

PLANTA "TEXCOCO NORTE"

P R O C E S O	A L T E R N A T I V A S											
	No. 1		No. 2		No. 3		No. 4		No. 5		No. 6	
	IMPORTE		IMPORTE		IMPORTE		IMPORTE		IMPORTE		IMPORTE	
	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.
<b>LÍNEA DE AGUA</b>												
PLANTA DE TRONCO CANTAGUANA Y TUNJUA A EMESON	2,616,024		2,616,024		2,616,024		2,616,024		2,616,024		2,616,024	
CAPÉCULOS MARCHENIZO Y DE R. GRAN C. Y TULTEPEC	6,771,496		6,771,496		6,771,496		6,771,496		6,771,496		6,771,496	
TRATAMIENTO	9,073,152	2,635,452	9,073,152	2,635,452	9,073,152	2,635,452	9,073,152	1,980,397	9,073,152	1,980,397	9,073,152	1,980,397
SEPTICANAL PRIMARIO AVANZADO	23,930,720	693,614	23,930,720	693,614	23,930,720	693,614						
SEPTICANAL PRIMARIO CONVENCIONAL							44,073,128	842,341	44,073,128	842,341	44,073,128	842,341
LOZOS ACTIVOS							96,596,896	26,100,647	96,596,896	26,100,647	96,596,896	26,100,647
SEPTICANAL SECUNDARIO							51,157,700	1,070,981	51,157,700	1,070,981	51,157,700	1,070,981
PLANTACIÓN	61,658,872	1,958,634	61,658,872	1,958,634	61,658,872	1,958,634	61,658,872	1,471,806	61,658,872	1,471,806	61,658,872	1,471,806
CLORACIÓN (DOSIS= 15 PPM PARA PRIMARIO AVANZADO)	9,847,288	5,240,808	9,847,288	5,240,808	9,847,288	5,240,808						
CLORACIÓN (DOSIS= 8 PPM PARA LOZOS ACTIVO)							7,412,680	2,333,793	7,412,680	2,333,793	7,412,680	2,333,793
<b>LÍNEA DE LODOS</b>												
ESTABILIZADOR LÍNEA QUÍMICO	7,090,732	531,506	7,090,732	531,506	7,090,732	531,506						
ESTABILIZADOR LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS							9,671,244	550,482	9,671,244	550,482	9,671,244	550,482
TRASFILTRACIÓN LODOS QUÍMICOS					55,682,748	2,209,408						
TRASFILTRACIÓN LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS											63,611,064	3,021,652
FILTROS (VARIA LODOS QUÍMICOS)			37,338,620	3,173,308	37,338,620	3,173,308						
FILTROS (VARIA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS)									37,338,620	3,173,308	37,338,620	3,173,308
ESTABILIZACIÓN CON CAL VIVA			3,520,000	2,855,491					3,520,000	2,855,491		
ESTABILIZACIÓN CON CAL APAGADA	2,200,000	3,825,650					2,200,000	2,874,766				
SEPTICANAL AVANZADO	59,014,692	13,619,542										
LOZOS LOZOS ACTIVO							59,555,540	10,234,338				
COSTO DEL TERRENO	1,730,159		1,730,159		1,730,159		1,730,159		1,730,159		1,730,159	
ORIENTACIÓN	20,000,000		20,000,000		20,000,000		40,000,000		40,000,000		40,000,000	
ESTUDIOS	12,142,857		14,523,809		14,523,809		12,142,857		14,523,809		14,523,809	
<b>S U M A S</b>	216,075,992	28,505,206	198,100,872	17,088,813	250,263,620	16,442,729	404,659,748	47,459,551	386,143,780	40,379,246	446,234,844	40,545,407
RESERVA LOS 20% DEL COSTO	43,215,198	5,701,041	39,620,174	3,417,763	50,052,724	3,288,546	80,931,950	9,491,910	77,228,756	8,075,849	89,246,969	8,109,081
<b>T O T A L</b>	259,291,190	34,206,247	237,721,046	20,506,575	300,316,344	19,731,275	485,591,698	56,951,461	463,372,536	48,455,095	535,481,813	48,654,488

NOTA

LOS COSTOS DE CONSTRUCCIÓN FUERON CALCULADOS PARA UNA CAPACIDAD DE 44 M3/S  
LOS COSTOS DE OPERACIÓN FUERON CALCULADOS PARA UN GASTO MEDIO DE 38 M3/S

# SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO

(IMPORTE EN DOLARES AMERICANOS)

## PLANTA "COYOTEPEC"

P R O C E S O	ALTERNATIVAS			
	No. 1		No. 2	
	IMPORTE		IMPORTE	
	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.
<b>LINEA DE AGUA</b>				
COLECTORES HUEHUETOCA Y TEPOTZOTLAN	2,296,758		2,296,758	
OBRA DE TOMA	13,492,063		13,492,063	
PRETRATAMIENTO	3,093,120	561,767	3,093,120	561,767
SEDIMENTADOR PRIMARIO AVANZADO	8,158,200	147,849		
SEDIMENTADOR PRIMARIO CONVENCIONAL			15,024,930	238,942
LODOS ACTIVADOS			32,930,760	7,403,813
CLARIFICADOR SECUNDARIO			17,440,125	303,799
FILTRACION	21,020,070	417,498	21,020,070	417,498
CLORACION (DOSIS= 15 PPM PARA PRIMARIO AVANZADO)	3,357,030	1,117,120		
CLORACION (DOSIS= 8 PPM PARA LODO ACTIVO)			2,527,050	662,013
<b>LINEA DE LODOS</b>				
ESPESAMIENTO LODO QUIMICO	2,417,295	113,295		
ESPESAMIENTO LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			3,297,015	156,152
DIGESTION ANAEROBIA LODOS QUIMICOS				
DIGESTION ANAEROBIA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS				
FILTROS BANDA LODOS QUIMICOS	12,729,075	900,153		
FILTROS BANDA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			12,729,075	900,153
ESTABILIZACION CON CAL VIVA	1,200,000	810,000	1,200,000	810,000
ESTABILIZACION CON CAL APAGADA				
LECHOS PRIMARIO AVANZADO				
LECHOS LODO ACTIVO				
COSTO DEL TERRENO	4,825,397		4,825,397	
EDIFICIOS	7,658,731		9,920,635	
<b>S U M A S</b>	80,247,739	4,067,682	139,796,998	11,454,137
IMPREVISTOS 20% DEL COSTO	16,049,548	813,536	27,959,400	2,290,827
<b>T O T A L</b>	96,297,287	4,881,219	167,756,398	13,744,965

**NOTA:**

- LOS COSTOS DE CONSTRUCCION FUERON CALCULADOS PARA UNA CAPACIDAD DE 15 M<sup>3</sup>/S.
- LOS COSTOS DE OPERACION FUERON CALCULADOS PARA UN GASTO MEDIO DE 8.1 M<sup>3</sup>/S

**SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO**  
(IMPORTE EN DOLARES AMERICANOS)

**PLANTA "EL SALTO"**

P R O C E S O	A L T E R N A T I V A S			
	No. 1		No. 2	
	I M P O R T E		I M P O R T E	
	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.
<b>L I N E A D E A G U A</b>				
RECTIFICACION DEL RIO EL SALTO	3,481,013		3,481,013	
OBRA DE TOMA	4,761,905		4,761,905	
PRETRATAMIENTO	3,093,120	346,770	3,093,120	346,770
SEDIMENTADOR PRIMARIO AVANZADO	8,158,200	91,265		
SEDIMENTADOR PRIMARIO CONVENCIONAL			15,024,930	147,495
LODOS ACTIVADOS			32,930,760	4,570,255
CLARIFICADOR SECUNDARIO			17,440,125	187,530
FILTRACION	21,020,070	257,715	21,020,070	257,715
CLORACION (DOSIS= 15 PPM PARA PRIMARIO AVANZADO)	3,357,030	689,580		
CLORACION (DOSIS= 8 PPM PARA LODO ACTIVO)			2,527,050	408,650
<b>L I N E A D E L O D O S</b>				
ESPESAMIENTO LODO QUIMICO	2,417,295	69,935		
ESPESAMIENTO LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			3,297,015	96,390
DIGESTION ANAEROBIA LODOS QUIMICOS				
DIGESTION ANAEROBIA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS				
FILTROS BANDA LODOS QUIMICOS	12,729,075	555,650		
FILTROS BANDA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			12,729,075	555,650
ESTABILIZACION CON CAL VIVA	1,200,000	500,000	1,200,000	500,000
ESTABILIZACION CON CAL APAGADA				
LECHOS PRIMARIO AVANZADO				
LECHOS LODO ACTIVO				
COSTO DEL TERRENO	2,428,572		2,428,572	
EDIFICIOS				
<b>S U M A S</b>	62,646,280	2,510,915	119,933,635	7,070,455
IMPREVISTOS 20% DEL COSTO	12,529,256	502,183	23,986,727	1,414,091
<b>T O T A L</b>	75,175,536	3,013,098	143,920,362	8,484,546

**NOTA**

- LOS COSTOS DE CONSTRUCCION FUERON CALCULADOS PARA UNA CAPACIDAD DE 15 M3/S.
- LOS COSTOS DE OPERACION FUERON CALCULADOS PARA UN GASTO MEDIO DE 5.2 M3/S

# SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO

(IMPORTE EN DOLARES AMERICANOS)

## PLANTA "NEXTLAPAN"

P R O C E S O	ALTERNATIVAS			
	No. 1		No. 2	
	IMPORTE		IMPORTE	
	CONST.	OPER.	CONST.	OPER.
<b>L I N E A D E A G U A</b>				
COLECTOR ZUMPANGO	1,042,391		1,042,391	
OBRA DE TOMA	190,476		190,476	
PRETRATAMIENTO	123,725	30,516	123,725	30,516
SEDIMENTADOR PRIMARIO AVANZADO	326,328	8,031		
SEDIMENTADOR PRIMARIO CONVENCIONAL			500,831	12,980
LODOS ACTIVADOS			1,097,692	402,182
CLARIFICADOR SECUNDARIO			581,338	16,503
FILTRACION	700,669	22,679	700,669	22,679
CLORACION (DOSIS= 15 PPM PARA PRIMARIO AVANZADO)	111,901	60,683		
CLORACION (DOSIS= 8 PPM PARA LODO ACTIVO)			84,235	35,961
<b>L I N E A D E L O D O S</b>				
ESPESAMIENTO LODO QUIMICO	80,577	6,154		
ESPESAMIENTO LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			109,901	8,482
DIGESTION ANAEROBIA LODOS QUIMICOS				
DIGESTION ANAEROBIA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS				
FILTROS BANDA LODOS QUIMICOS	424,303	48,897		
FILTROS BANDA LODOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS			424,303	48,897
ESTABILIZACION CON CAL VIVA	40,000	44,000	400,000	44,000
ESTABILIZACION CON CAL APAGADA				
LECHOS PRIMARIO AVANZADO				
LECHOS LODO ACTIVO				
COSTO DEL TERRENO	110,390		110,390	
EDIFICIOS				
<b>S U M A S</b>				
	3,150,759	220,961	5,365,950	622,200
IMPREVISTOS 20% DEL COSTO	630,152	44,192	1,073,190	124,440
<b>T O T A L</b>				
	3,780,911	265,153	6,439,139	746,640

**NOTA**

- LOS COSTOS DE CONSTRUCCION FUERON CALCULADOS PARA UNA CAPACIDAD DE 0.5 M3/S
- LOS COSTOS DE OPERACION FUERON CALCULADOS PARA UN GASTO MEDIO DE 0.44 M3/S.

**SANEAMIENTO DEL VALLE DE MEXICO**  
**ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES**  
**COSTOS EN MILLONES DOLARES USA**

<b>TEXCOCO NORTE</b>				
ALTERNATIVA	Q (lps) = 44,000		Q (lps) = 38,000	
	COSTO CONSTRUCCION	AMORTIZACION ANUAL	O&M ANUAL	COSTO UNITARIO DLS. USA/M3
1	259.291	34.72	34.206	0.058
2	237.721	31.83	20.507	0.044
3	300.316	40.21	19.731	0.050
4	485.591	65.02	56.951	0.102
5	463.372	62.05	48.455	0.092
6	535.481	71.70	48.654	0.100

<b>COYOTEPEC</b>				
ALTERNATIVA	Q (lps) = 15,000		Q (lps) = 8,100	
	COSTO CONSTRUCCION	AMORTIZACION ANUAL	O&M ANUAL	COSTO UNITARIO DLS. USA/M3
1	96.297	12.89	4.881	0.070
2	167.756	22.46	13.745	0.142

<b>EL SALTO</b>				
ALTERNATIVA	Q (lps) = 15,000		Q (lps) = 5,200	
	COSTO CONSTRUCCION	AMORTIZACION ANUAL	O&M ANUAL	COSTO UNITARIO DLS. USA/M3
1	75.176	10.07	3.013	0.080
2	143.920	19.27	8.485	0.169

<b>NEXTLAPAN</b>				
ALTERNATIVA	Q (lps) = 500		Q (lps) = 440	
	COSTO CONSTRUCCION	AMORTIZACION ANUAL	O&M ANUAL	COSTO UNITARIO DLS. USA/M3
1	3.781	0.51	0.265	0.056
2	6.439	0.86	0.747	0.116

LOS COSTOS DE AMORTIZACION SE CALCULARON CON UNA TASA DE INTERES DEL 12% A UN PERIODO DE 20 AÑOS

## VIII.-DEFINICIÓN DEL PROYECTO

### COMPONENTES DEL PROYECTO

El triple propósito de reducir el riesgo de inundaciones en la ciudad de México, de proteger la salud de la población de las zonas de riego y de levantar restricciones a los cultivos requiere de diversas acciones, por lo que el proyecto que se plantea tiene las siguientes componentes:

- 1.-Rehabilitación del sistema de drenaje.
- 2.-Plantas de tratamiento para el Área Metropolitana.
- 3.-Saneamiento en las zonas de riego.
- 4.-Desarrollo institucional.
- 5.-Control de descargas al drenaje.
- 6.-Campañas de desparasitación y de educación higiénica.
- 7.-Estudios, proyectos y monitoreo.

#### Rehabilitación del sistema de drenaje.

Las obras consisten en las descritas en el capítulo I. De acuerdo con su urgencia pueden realizarse en tres etapas:

##### etapa 1

Túnel del Dren Gral. del Valle.  
 Túnel del río de los Remedios.  
 Planta de bombeo de la planta de tratamiento.  
 1er. módulo de la planta de bombeo de la laguna C.C.  
 Rectificación del Dren Gral. del Valle.

##### etapa 2

2o. módulo de la planta de bombeo de la laguna de C C  
 Laguna de regulación de Casa Colorada.  
 Laguna de regulación "fusible".

##### etapa 3

Túnel del Vaso del Cristo.

#### Plantas de tratamiento del Área Metropolitana

Consiste en la construcción de las plantas mencionadas en los capítulos anteriores:

planta TEXCOCO NORTE  
 planta EL SALTO  
 planta COYOTEPEC  
 planta NEXTLALPAN



La construcción de estas plantas debe realizarse en forma prácticamente simultánea para evitar que lleguen al riego parte de los escurrimientos sin tratamiento. Sin embargo el inicio de su construcción puede escalonarse para evitar varios concursos simultáneos. El orden conveniente es el de la lista anterior en función de los avances en los estudios de ingeniería básica y de la facilidad de adquisición de los terrenos necesarios.

### **Saneamiento en las zonas de riego**

En las zonas de riego vive una población de alrededor de 400 mil habitantes, la mitad de ellos en agrupaciones urbanas y la otra mitad como población rural dispersa.

La mejoría de la salud de la población en esas zonas requiere que, además de evitar la contaminación por los patógenos que envía el drenaje de la ciudad, se hagan las obras locales necesarias para el saneamiento, tanto para aumentar la cobertura de drenaje de los poblados como para tratar sus efluentes. Para el medio rural es necesario estudiar las soluciones viables.

Los estudios y proyectos necesarios se han iniciado recientemente. Una primera estimación de costos se ha hecho suponiendo un costo por habitante de los agrupamientos urbanos de 150 US dls./hab. que significa 30 mill. de dls. para los 200,000 habitantes. Esta cifra es congruente con estudios previos existentes. Para el medio rural es incierta la solución adecuada, a reserva de lo que resulte de los estudios mencionados se ha hecho una estimación del costo de fosas sépticas de 750 dls por vivienda que para 40,000 viviendas supondría un total de 30 mill. de dls.

### **Desarrollo institucional**

Esta componente está concebida para apoyar a los organismos operadores de los sistemas de agua y saneamiento del área metropolitana a mejorar su eficiencia para poder afrontar los costos de los sistemas incluyendo los de este proyecto. El DDF ya ha iniciado un programa en este sentido teniendo como propósito la mejoría de la eficiencia y para ello llegar a la concesión del sistema de agua potable. Por lo tanto esta componente estaría dirigida fundamentalmente a los sistemas de los municipios conurbados del estado de México.

### **Control de descargas al drenaje**

Esta componente consiste en el apoyo a las tareas tanto del Edo. de México como del DDF para monitorear y controlar las descargas al drenaje que puedan contener sustancias tóxicas o peligrosas.

Como muestran los datos de calidad del agua presentados en este informe, el contenido de estas sustancias en el agua no es alto y la contaminación del acuífero formado fundamentalmente por infiltración de ellas tiene agua de calidad relativamente buena, sin embargo es una acción recomendable en previsión del empeoramiento de la situación al futuro y necesaria para cumplir con la legislación vigente.

### **Campañas de desparasitación y educación higiénica.**

Al eliminar la presencia generalizada de patógenos en el agua de riego en la zona es recomendable realizar estas acciones para evitar otras vías de diseminación de las enfermedades infecciosas.

### **Estudios, proyectos y monitoreo**

Un proyecto de esta naturaleza requiere de un seguimiento cercano sobre la eficacia de las medidas tomadas. Es necesario realizar un monitoreo de la evolución de la calidad del agua, de la contaminación de suelos y cultivos y de los índices de morbilidad. Se considera en el proyecto financiamiento para estas actividades durante 5 años.

Adicionalmente, es necesario continuar con diversos estudios y proyectos, tales como la investigación de la calidad del agua de la presa Endhó, su evolución y la evaluación del efecto que pudieran tener ciertas medidas de corrección.

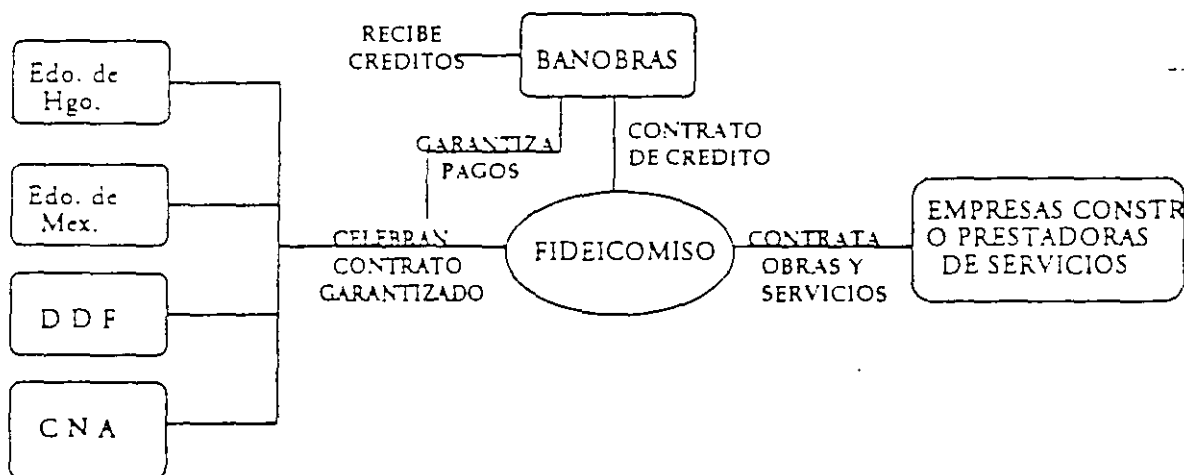
En la siguiente tabla se muestra un posible programa del proyecto con la distribución de costos correspondiente



## ORGANIZACIÓN PARA EL PROYECTO

El proyecto involucra a varias entidades federativas, el DF, el Edo. de México, el Edo. de Hgo. y al Gob. Federal. Los costos del mismo deben ser pagados en distintas proporciones por cada una de estas entidades. Actualmente se está en un proceso de acuerdo entre ellas para definir la forma de ejecución y los mecanismos de recuperación de los costos y de garantías.

Las ideas centrales para esta organización consisten en la formación de un fideicomiso con quien DDF, Edo. de Hgo., Edo. de Mex. y CNA celebrarían un contrato garantizado para que el fideicomiso realice los contratos correspondientes, por medio de los agentes técnicos, para la realización de los trabajos, reciba los fondos para el pago de estos de parte del agente financiero de los créditos que sería BANOBRAS y reciba los pagos correspondientes para amortizar los créditos y cubrir los gastos de operación. Estos pagos estarían garantizados con una línea de crédito de BANOBRAS, que a su vez quedaría garantizada con las participaciones federales de los impuestos para la entidades contratantes. El esquema básico de esta organización sería el siguiente:



Los agentes técnicos para contratar y supervisar la construcción y operación serían, por una parte, la DGCOH para la componente del drenaje, ya que esta forma parte integral del resto del sistema de drenaje del área metropolitana, y la CNA para la componente de plantas de tratamiento en vista de que están involucradas tres entidades federativas.

## FORMA DE CONTRATACIÓN

La contratación de las obras de drenaje consistiría en contratos normales de obra pública y la operación deberá estar a cargo de la DGCOH pues las obras forman parte del resto del sistema.

Las plantas serían contratadas mediante contratos que incluyan la selección de la tecnología entre las señaladas como aceptables, la elaboración de los proyectos ejecutivos, la construcción de las obras y su operación por un periodo largo (15 a 20 años).

IX.-EVALUACIÓN ECONÓMICA Y  
AMBIENTAL DEL PROYECTO

## IX.-EVALUACIÓN AMBIENTAL Y ECONÓMICA DEL PROYECTO

### IMPACTO AMBIENTAL

El estudio de impacto ambiental del proyecto se encuentra en proceso pero los impactos importantes son los siguientes.

Como impactos positivos se pueden mencionar:

- 1.-La mejoría de la salud de la población de las zonas de riego (aprox. 400.000 personas) y la disminución de la diseminación de enfermedades hacia fuera de estas zonas, en particular la ciudad de México.
- 2.-La mejoría de la economía de las zonas de riego al permitir la diversificación de cultivos.
- 3 -La mejoría de la calidad del agua en el río Tula.
- 4.-La contribución de los lodos de la planta de Texcoco Norte para el mejoramiento de suelos en el lago de Texcoco.
- 5 -Ampliación de la capacidad y funcionalidad del sistema de drenaje del Valle de México con la eliminación de graves riesgos de inundación.

Como impactos negativos que deben ser remediados o evitados:

- 1.-La producción de olores en las plantas de tratamiento, especialmente en las instalaciones de manejo de lodos y en los desarenadores aireados. Este aspecto será mas importante en las plantas cercanas a las zonas urbanizadas, Texcoco Norte y Coyotepec.
- 2.- Posible contaminación del subsuelo por lixiviados de lodos. Actualmente el Instituto de Ingenieria esta haciendo una evaluación del problema en el lago de Texcoco. No se espera un problema en este sentido ya que el sitio elegido para la disposición de lodos, el "Caracol" empleado antes por Sosa Texcoco contuvo durante décadas una lámina de aguas negras del drenaje y se encuentra sobre un acuitardo de agua salada con mas de 40.000 ppm de sal. Los estudios de los otros sitios escogidos para el depósito de lodos se realizarán en breve

3.-Disminución de los fosfatos contenidos en el agua de riego en un 35%. Se está realizando la evaluación del efecto de esta reducción en los cultivos por parte del Colegio de Posgraduados de la Escuela de Agricultura de Chapingo, aparentemente los fosfatos que quedan serán suficientes para las necesidades de los cultivos.

4 -Producción de subproductos de la cloración. El Instituto de Ingeniería está evaluando este posible problema. Hasta ahora se ha encontrado que estos subproductos son principalmente volátiles y se está estudiando que ocurrirá con ellos si llegan a la zona de riego y se aplican al suelo, se espera en principio que serían retenidos en el suelo y no llegaría al acuífero de la zona.

5.-Los impactos habituales durante la construcción de una obra de gran magnitud. ---

## EVALUACIÓN ECONÓMICA

Se está realizando el estudio de evaluación económica de acuerdo con los lineamientos del BID y los resultados no se reportan aquí, pero se puede adelantar que las obras de drenaje son absolutamente indispensables y justificadas económicamente pues los costos de las posibles inundaciones y las características de éstas son inconmensurablemente grandes. Los daños evitados con el proyecto, aún no considerando todas las implicaciones y costos de las inundaciones, se estiman en cerca de 1000 mill. de dls. como valor actualizado considerando una probabilidad baja, 1%, de que ocurran tales daños.

Las plantas de tratamiento producirán beneficios económicos mensurables en los aspectos de salud y de economía agrícola, se estima que estos beneficios podrían llegar hasta 200 mill. de dls. como valor actualizado, dependiendo de la evolución del mercado de hortalizas en la Cd. de México, aún así estos beneficios por sí solos no justificarían la inversión. La justificación del proyecto tiene que ser considerada desde el punto de vista de política ambiental y de salud pública. Algunas cifras pueden ser consultadas en "*The feasibility study on waste water treatment in the Federal District of Mexico*", dec. 1994. Prepared for PCI for JICA.

La solución planteada en el presente informe es sin duda la de mínimo costo que cumple con la normatividad vigente y las prácticas aceptadas.



Para los detalles del estudio económico véase el informe *EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO DE LA CUECA DEL VALLE DE MÉXICO. PSI 1995.*

## TARIFAS

### A.- TARIFA ACTUAL

El volumen abastecido al área metropolitana es:

	Gasto m3/seg	Volumen Millones de m3/año.
D.D.F.	36	1 135
Edo. Méx.	26	820
<b>TOTAL</b>	<u>62</u>	<u>1 955</u>

Suponiendo pérdidas de agua por fugas en la red de 30%, el volumen vendible será:

D.D.F.	$1135 \times 0.7 = 794.7$
Edo. de Méx.	$820 \times 0.7 = 574.0$

**TOTAL** 1368.7 millones de m3/año

Según información de la Comisión de aguas del D.F., la distribución de consumos es la siguiente :

TIPO DE USUARIO	No. DE USUARIOS	CONSUMO MILES DE M3 AL BIMESTRE	
		%	%
DOMÉSTICO	1 261 057	93.81	74.88
NO DOMÉSTICO	63 811	4.75	5.42
GRANDES USUARIOS	19 354	1.44	19.70
<b>TOTAL BIMESTRAL</b>	<b>1 344 221</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

Con estos porcentajes de distribución del consumo, la estimación de la recaudación potencial es:

USUARIO	CONSUMO	TARIFA MEDIA NS/m <sup>3</sup>	RECAUDACIÓN MILL. DE NS/AÑO
DOMÉSTICO	$794.7 * 0.7488 = 595.07$	1.50	892.61
NO DOMÉSTICO	$794.7 * 0.0542 = 43.07$	3.83	164.97
GRANDES USUARIOS	$794.7 * 0.1970 = 156.56$	6.44	1 008.22
<b>TOTAL</b>	<b>794.7</b>		<b>2 065.80</b>

La tarifa media actual será entonces:

$$\frac{\text{RECAUDACIÓN POTENCIAL } 2065.8}{\text{VOLUMEN SUMINISTRADO } 794.7} = \text{NS } 2.60 / \text{m}^3$$

Considerando una eficiencia de cobro de 90%, la recaudación sería:

$$2\ 065.8 \times 0.9 = \text{NS } 1\ 859.2 / \text{año}$$

Los números anteriores mostrarían que hay una subfacturación muy importante, pues en 1994 ésta fue de 916.6 millones de nuevos pesos y la recaudación de 711.5, es decir el 38.72 % de la recaudación potencial.

Por otro lado una parte importante de esta recaudación potencial se encuentra sobre todo en los usuarios no domésticos debido a las tarifas vigentes. Estos usuarios son alrededor de 20,000 y el primer esfuerzo debería enfocarse principalmente a éstos con medición y facturación adecuada y eliminación de tomas clandestinas.

La tarifa media estimada de 2.60 NS/m<sup>3</sup>, podría estar sobreestimada si las pérdidas en la red fueran mayores de 30%. En este caso, sería necesario un esfuerzo prioritario para reducir fugas en la red. En este momento se están realizando trabajos para valuar el porcentaje de estas fugas.

Por otro lado, al realizar lectura y facturación correctas y detección de tomas clandestinas podría haber elasticidad de la demanda con la tarifa de 6.44 NS/m<sup>3</sup> y entonces reducirse el consumo

## B.-TARIFA NECESARIA PARA LA AUTOSUFICIENCIA EN LAS CONDICIONES ACTUALES.

El DDF requiere erogaciones anuales de NS 2,860 millones para operación mantenimiento, rehabilitaciones e inversiones en el sistema hidráulico. Su presupuesto de 1995 es de NS 2002 millones. (Información de la DGCOH).

De esta manera, la tarifa media necesaria para la autosuficiencia del sistema sería de:

$$\frac{\text{Ingreso necesario}}{\text{Volumen cobrable}} = \frac{2\ 860}{794.5 * 0.9} = \text{NS } 4.00 / \text{m}^3$$

Un criterio justificado sería el de no considerar que los costos de las inversiones en la red primaria de drenaje fueran pagados por la tarifas del agua potable.

La razón es que estas grandes inversiones se deben al tamaño de la infraestructura determinado por los gastos de las lluvias intensas y su propósito es evitar inundaciones.

Por esta razón, este es un servicio sobre el que el usuario no tiene control y no se puede medir cuánto usa de él. En este sentido es semejante a otros servicios como policía o alumbrado público y sería justificable pagar estos costos a partir de impuestos. Esta situación se encuentra en muchas ciudades del mundo. París por ejemplo.

Si eliminamos de las tarifas los costos de la red primaria de drenaje (no la secundaria que sirve para desalojar el agua residual de los usuarios del agua potable), las cifras serían las siguientes:

### B-1. TARIFA NECESARIA PARA AUTOSUFICIENCIA, SIN RED PRIMARIA DE DRENAJE.

Los gastos necesarios del DDF serian NS 2009 millones según estimación de la DGCOH, la tarifa correspondiente de:

$$\frac{2\ 009}{794.5 * 0.9} = \text{NS } 2.83 / \text{m}^3$$

### C.- TARIFA NECESARIA PARA PAGAR LOS PROYECTOS NUEVOS DE ABASTECIMIENTO (TEMASCALTEPEC) Y DE SANEAMIENTO.

Además de este proyecto de Saneamiento está por iniciarse la construcción de nuevas obras de abastecimiento de agua potable que deben también tomarse en cuenta en el cálculo de tarifas.

#### ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

El costo de inversión es 3000 millones de NS

El gasto producido de 5m<sup>3</sup>/seg

El costo de operación de 0.65 NS/m<sup>3</sup> es equivalente a 102 millones de NS/año

Considerando 20 años de amortización, una tasa del 12% y repartiendo el costo de estos 5m<sup>3</sup>/seg entre el abastecimiento total de:

$$62 \text{ m}^3/\text{seg} + 5 \text{ m}^3/\text{seg} = 67 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Y, finalmente, considerando un aumento progresivo de tarifas durante los cuatro años de construcción, el aumento tarifario necesario sería.

$$\text{NS } 0.40 / \text{m}^3$$

Las hipótesis sobre eficiencia son las mismas dichas antes.

#### SANEAMIENTO

##### Plantas de Tratamiento

El costo de las plantas es de 260 millones de NS

El costo de operación de 150 millones de NS año

Con las mismas consideraciones financieras que para el agua potable, el importe en la tarifa sería

**NS 0.55 / m<sup>3</sup>**

### **Drenaje**

Las obras de drenaje contempladas en el proyecto de saneamiento costarían 1775 millones de NS y su operación 30 millones de NS/año.

Con las mismas hipótesis el impacto en la tarifa de agua potable sería

**NS 0.24 /m<sup>3</sup>**

**RESUMEN**  
tarifas en el DF

	Sin drenaje primario NS/m <sup>3</sup>	Para todo el Sist. Hdco. NS/m <sup>3</sup>
<b>Tarifa actual</b>		<b>2.60*</b>
<b>Tarifa necesaria</b>		
con drenaje primario		4.00
sin drenaje primario	<b>2.83</b>	
<b>Aumento por nuevos proyectos</b>		
Agua Potable (Temascaltepec)	0.40	0.40
Plantas Tratamiento	0.55	0.55
Drenaje		0.24
<b>Total</b>	<u>3.78</u>	<u>5.19</u>

\*Con la hipótesis de pérdidas de 30%.

Para el Estado de México la información es más imprecisa todavía, pero sus tarifas aprobadas son en promedio semejantes a las del DDF, la estimación de tarifa media actual es de 2.20 NS/m<sup>3</sup> pero podría estar subestimada. El resto de las cifras es semejante a las del DF

Todas las cifras están estimadas con precios actuales, tendrán que ser actualizadas con la inflación.

## **ANEXO IV**

# **EFECTOS DEL USO DEL AGUA CRUDA EN RIEGO SOBRE SUELOS Y CULTIVOS**

## ANEXO IV

### EFFECTOS DEL USO DEL AGUA CRUDA EN RIEGO SOBRE SUELOS Y CULTIVOS.

Las aguas residuales y pluviales del D.F. y la zona conurbada sin tratamiento alguno son utilizadas para irrigar unas 85,500 ha. anualmente en dos ciclos agrícolas en los Distritos de Riego 003-Tula (45,000 ha.) y 100-Alfajayucan (24,700 ha.) del estado de Hidalgo, los cuales conforman un sistema de tres valles escalonados con desnivel de unos 200 metros y que se conocen como Valle del Mezquital.

Esta área forma parte del Eje Neovolcánico, por lo que los suelos son de origen volcánico (mesetas de basalto y tobas) y sedimentario (lutitas, areniscas y calizas).

El Tlamaco, primer canal de la zona, fué construído por la Electric and Light Company con el objeto de generar energía, de aquí se originaron los terrenos agrícolas con riego en 1904. Hacia 1955 se establece formalmente el Distrito de Riego 003, mientras que el 100 se funda en 1976. CNA (1994a).

El reuso del agua residual de la zona metropolitana de la Cd. de México representa un recurso invaluable para esta región semiárida (450 mm de precipitación pluvial media anual) del estado de Hidalgo, donde el agua y los nutrientes que transporta son valiosos para la agricultura.

Sin embargo, existe evidencia de infecciones por parásitos entre los agricultores y sus familiares expuestos al agua de riego, la cual contiene altas concentraciones de patógenos como coliformes fecales y huevos de lombriz intestinal (*Ascaris lumbricoides*), en cantidades de hasta 6 x E8/100 ml y 130 - 135 huevos/litro, respectivamente; antes de llegar estas aguas a la presa Endhó, según Siebe y Cifuentes (1993).

En relación con la contaminación de origen químico, Cortés (1993) encontró metales pesados como el plomo y el cadmio en elevadas concentraciones en la sangre de la población.



A pesar de este trabajo, es necesario establecer que otros estudios: Mascareño (1974); Carrillo Et al. (1992) y Siebe (1994), han publicado resultados en los que, sobre todo este último investigador, en el agua de riego se detectaron niveles de cadmio (0.005 a 0.004); plomo (0.11 a 0.03); cobre (0.15 a 0.02) y zinc (0.40 a 0.03), por debajo de las normas establecidas por SEDUE en 1989, para cadmio 0.01; plomo 5.0; cobre 0.2 y zinc 2.0. Los valores extremos anotados arriba para cada metal corresponden en mg/l a la corriente de agua cruda antes y después de su paso por la presa Endhó.

Aunque en los suelos irrigados por 80 años los metales pesados muestran concentraciones 3 y 4 veces mayores que en los suelos cultivados bajo agua de lluvia en la región; estas concentraciones están también por debajo de los límites establecidos para Suiza y Alemania, por ejemplo. Cabe añadir que el contenido de cadmio tampoco es riesgoso pero su acumulación fue de 7 a 9 veces mayor en los suelos con riego.

La presencia de estos metales en los tejidos de la hoja de alfalfa y granos de maíz, no representa ningún riesgo por ahora. Las cantidades identificadas están dentro de las concentraciones normales reportadas por autores citados en Siebe (1994).

La gran cantidad de nitrógeno en el agua de riego, sea en forma amoniacal o nítrica, en los canales y ríos con valores máximos de 39 y 22 mg/l respectivamente, y valores medios de 12 y 7 mg/l, aunado a los suelos arenosos y someros predominantes, facilita el transporte de nitrógeno en forma nítrica al acuífero, donde se registran cantidades del mes de junio que fluctúan entre 3 y 17 mg/l con promedio de 9 mg/l, muy cerca de la norma establecida. Además es probable que se incremente en la época de estío. CNA (1994b).

Estudios realizados por Payne (1975), demostraron que el 90 a 100% del acuífero de la región está formado a partir de infiltraciones de la superficie, principalmente aguas crudas. Además, el nitrógeno presente en el agua en forma de nitratos no es aprovechado en su totalidad por los cultivos, de aquí que sea necesario monitorear los niveles de este ion en el agua que se extrae del subsuelo.

Esta atención deberá prestarse también para identificar la formación de trihalometanos.

De menor importancia son los problemas de salinidad y alcalinidad de los suelos. Sin embargo en el futuro deberán modificarse las prácticas agrícolas y de manejo del agua para mejorar estos aspectos.

### **Agricultura.**

Los productores suman unos 47,000 (27,900 en el Dto. 003), divididos por igual en ejidatarios y pequeños propietarios, quienes explotan 1.5 ha. por usuario en promedio.

En el Distrito 003 los principales cultivos son básicos (50 %) como el maíz (22,516 ha.); forrajes (40 %) como la alfalfa (17,655 ha.) y hortalizas (10 %) como la calabacita (4,750 ha.), en una superficie cultivada total de 53,734 ha. en el año agrícola 92-93. El resto de los cultivos fueron trigo, frijol y otras especies forrajeras, entre otros de menor importancia económica.

Los rendimientos unitarios son buenos y alcanzaron en ese año valores de 4.6 t/ha. en maíz y 98 t/ha. en alfalfa, muy superiores a la media nacional de esos cultivos y sin aplicar fertilizantes adicionales a los nutrientes contenidos en el agua de riego.

El valor de esta producción ascendió a NS\$ 254,438,000 (NS de 1994), correspondiendo a la alfalfa un 38 %; a las hortalizas un 28 % y al maíz el 24 % aproximadamente.

Este patrón de cultivos y valores se observa constante desde el año agrícola 88-89 en los dos distritos.

El manejo del agua aun es inadecuado, se cree que el 40 % del volumen total distribuido, unos 800 millones de metros cúbicos al año, se pierde por evaporación e infiltración en el suelo y en la red de canales de tierra. Además, la lámina de agua promedio que se aplica anualmente alcanza 2.2 m, lo cual resulta excesivo. Los productores argumentan sobre la necesidad de grandes volúmenes por la razón de incrementar la aplicación de nutrientes y el lavado de los suelos, expuestos al ensalitramiento.

Sin embargo, esto último no se ha presentado, debido en parte, a la textura y profundidad de los suelos existentes en el Distrito 003-Tula. Estos son 89 % franco-arenosos someros a ligeramente profundos. El 10 % son arcillosos y solamente el 1 % son franco-arenosos profundos de vega.

Los suelos del Distrito se han visto mejorados en su estructura principalmente por las adiciones de materia orgánica suspendida en el agua y se observan porcentajes de M.O. hasta en 6 %. Sin embargo, repetimos, la mayor superficie está erosionada y el horizonte de tepetate se ubica a muy poca profundidad, lo cual limita la producción agrícola.

## LITERATURA CITADA

- Carrillo G.R.; L.J. Cajuste y L. Hernández H. (1992). Acumulación de metales pesados en un suelo regado con aguas residuales. *Terra* 10 (2). 8 pp.
- CNA (1994a). Problemática y propuesta para el mejoramiento de la producción. Distrito de Riego 003-Tula y 100-Alfajayucan. Mixquiahuala, Hgo. 17 pp.
- CNA (1994b). Red Nacional de monitoreo del agua. Pachuca, Hgo.
- Cortés M.J.E. (1993). Metales pesados en agricultores expuestos a aguas residuales crudas en el Distrito 003-Tula. Tesis de Maestría en Ciencias en Salud Ambiental. Instituto Nacional de Salud Pública. Escuela de Salud Pública de México.
- Mascareño C.F. (1974). Estudio preliminar sobre contaminación de suelos y la producción agrícola en el Distrito de Riego 003-Tula, por el uso de aguas negras de la Ciudad de México. Tesis de Maestría. Colegio de Postgraduados. Chapingo, México.
- Payne B. (1975). La interacción del agua de riego con el agua subterránea y el Río Tula en el Valle del Mezquital. Informe Final. OIEA. Sección de Hidrología Isotópica. 9 pp.
- SEDUE (1989). Acuerdo por el que se establecen los Criterios de Calidad del Agua. Diario Oficial de la Federación. 13 de Diciembre de 1989. Tomo CDXXXV No. 9. México, D.F. 21 pp.
- Siebe C. y Cifuentes E. (1993). Environmental impact of wastewater irrigation in Central México; an overview. *International Journal of Environmental Health Research*. 3(4). London. 28 pp.
- Siebe C. (1994). Akkumulation, mobilitat und verfügbarkeit von schwermetallen in langjährig mit abwasser bewässerten boden Zentral Mexikos. Hohenheimer Hefte, Institut für Bodenkunde und Standortslehre (Ed.), Universität Hohenheim



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**DIPLOMADO : GERENCIA DE PROYECTOS**

del 29 de enero al 22 de agosto de 1998

I. C. A.

**MATERIAL DIDACTICO**

**Ing. Rafael Aburto Valdés**

**Palacio de Minería**

**1998**

## FUNDAMENTOS DE LA GESTIÓN DE PROYECTOS

## 1. INTRODUCCIÓN

- ¿QUÉ ES UN PROYECTO?
- PLANES DE DESARROLLO
- OBJETIVOS
- ALCANCES
- BENEFICIOS

## 2. CICLO DE VIDA DE UN PROYECTO

- ESTUDIOS DE CONCEPCIÓN Y DE FACTIBILIDAD
- PLANEACIÓN
- ORGANIZACIÓN
- SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA E INGENIERÍA BÁSICA
- **INGENIERÍA DE DETALLE**
- SUMINISTROS
- CONSTRUCCIÓN
- PRUEBAS Y PUESTA EN MARCHA
- OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
- REPOSICIÓN , RECICLADO Y **FIN DEL PROYECTO**

## 3. EVALUACIÓN DE PROYECTOS

- OBJETIVOS
- MERCADO
- BENEFICIO SOCIAL
- IMPACTO AMBIENTAL
- EVALUACIÓN TÉCNICA
- EVALUACIÓN ECONÓMICA
- EVALUACIÓN FINANCIERA

## 4. ESTIMADOS DE COSTOS DE PROYECTOS

- ¿QUÉ ES UN ESTIMADO DE COSTO?
- NIVELES DE APROXIMACIÓN
- ÍNDICES PARAMÉTRICOS
- DETERMINACIÓN DEL COSTO

## 5. ASOCIACIONES ESTRATÉGICAS

- OBJETIVOS
- ALCANCES
- ESTRATEGIAS
- VENTAJAS Y DESVENTAJAS
- ASOCIACIONES **NACIONALES**
- ASOCIACIONES **INTERNACIONALES**
- **CONVENIOS, CARTAS DE INTENCIÓN Y MEMORANDA DE ENTENDIMIENTO**
- **CONTRATOS**
- **CASOS PRÁCTICOS**

6. ESTRUCTURA DE LA ORGANIZACIÓN PARA EL MANEJO DEL PROYECTO
  - TIPOS DE ORGANIZACIÓN
    - OBJETIVOS
    - ALCANCES
    - CARACTERÍSTICAS
    - VENTAJAS Y DESVENTAJAS
    - FORMULACIÓN E INTEGRACIÓN
  - ORGANIGRAMA
    - ÁREAS QUE DEBEN DE PARTICIPAR
    - FUNCIONES Y RESPONSABILIDADES
    - COMUNICACIÓN E INFORMACIÓN
    - ESTRATEGIAS DE LOS EQUIPOS DE TRABAJO
  
7. CONSTRUCTABILITY
  - OBJETIVOS
  - DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
  - ALCANCE DEL TRABAJO
  - ESTRATEGIAS DE CADA DISCIPLINA PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO
  - RETROALIMENTACIÓN DE TODAS LAS ÁREAS INVOLUCRADAS
  - PLAN GENERAL DE EJECUCIÓN DEL PROYECTO
  - JUNTAS DE ALINEACIÓN
  
8. PROGRAMACIÓN
  - MÉTODOS
  - DIAGRAMAS Y REDES
  - RUTA CRÍTICA
  - DISTRIBUCIÓN DE RECURSOS HUMANOS , MATERIALES , EQUIPOS , MATERIALES , HERRAMIENTAS Y FINANCIEROS
  - **SURE TRACK** , PRIMAVERA Y TIMBERLINE
  
9. SUBCONTRATACIÓN
  - DEFINICIONES
  - OBJETIVOS
  - ALCANCES
  - ESTRATEGIAS
  - VENTAJAS Y DESVENTAJAS
  - REGLAMENTACIÓN
  - CRITERIOS DE SELECCIÓN
  - ADJUDICACIÓN Y CONTRATACIÓN
  - ORGANIZACIÓN, DIRECCIÓN Y CONTROL
  
10. CALIDAD Y SEGURIDAD
  - CALIDAD EN LOS PROYECTOS
  - PROCESO DE MEJORA CONTINUA
  - ISO 9,000 "CALIDAD"
  - QS 9,000 "ESTÁNDARES DE CALIDAD"
  - ISO 14,000 "MEDIO AMBIENTE"
  - HIGIENE Y SEGURIDAD

11. ASPECTOS FINANCIEROS

- ESQUEMAS DE FINANCIAMIENTO
- REQUISITOS DE BANCOS
- CORRIDAS FINANCIERAS
- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD
- CONTROL FINANCIERO DEL PROYECTO

12. ASPECTOS LEGALES

- OBJETIVOS
- ALCANCES
- ADMINISTRACIÓN DEL CONTRATO
- RESPONSABILIDADES
- GARANTÍAS
- PERMISOS , LICENCIAS , AUTORIZACIONES Y ACUERDOS ESPECIALES
- REGLAMENTACIÓN MUNICIPAL,ESTATAL Y FEDERAL
- LEYES Y CÓDIGOS
- SINDICATOS

13. MANUAL DE PROCEDIMIENTOS DE UN PROYECTO

- OBJETIVOS
- ORGANIGRAMAS
- FUNCIONES Y RESPONSABILIDADES
- COMUNICACIONES
- SUMINISTROS Y SUBCONTRATOS
- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS
- ALMACÉN
- PROCESO DE MEJORA CONTINUA Y CALIDAD
- HIGIENE Y SEGURIDAD
- CAMBIOS DE ALCANCE
- PERSONAL
- CONTABILIDAD
- FACTURACIÓN
- REPORTES
- VIGILANCIA
- ENTREGA DEL PROYECTO

14. INTEGRACIÓN DE EQUIPOS Y FORMULACIÓN DE LOS PROYECTOS PARA EL DESARROLLO DEL TALLER

- OBJETIVOS
- ALCANCES
- DESARROLLO



## TECNOLOGÍA E INGENIERÍA BÁSICA Y DE DETALLE

### 1. SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA

- OBJETIVOS
- VIDA ÚTIL DE LA TECNOLOGÍA
- TECNOLOGÍAS EXISTENTES EN EL MERCADO
- RELACIÓN CON CENTROS DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
- COMPARACIÓN Y EVALUACIÓN DE TECNOLOGÍAS
- GARANTÍAS Y RESPONSABILIDADES
- ESTIMADO DE COSTO
- CONTRATACIÓN DE LA TECNOLOGÍA

### 2. INGENIERÍA BÁSICA

- OBJETIVOS
- ALCANCE DEL TRABAJO
- **LISTA DE DOCUMENTOS**
- RECEPCIÓN DE LA TECNOLOGÍA
- ESTUDIOS DE CAMPO
- ESTUDIOS DE RIESGO
- IMPACTO AMBIENTAL
- ESTIMADO DE COSTO
- GARANTÍAS Y RESPONSABILIDADES
- ORGANIZACIÓN , BASES PARA EL DESARROLLO Y CONTROL  
( PARA NO REPETIR , SE TRATARÁN EN LA INGENIERÍA DE DETALLE )

### 3. INGENIERÍA DE DETALLE

- OBJETIVOS
- ORGANIZACIÓN
  - ALCANCE DEL TRABAJO
  - LISTAS DE DOCUMENTOS
  - PROGRAMAS DE EJECUCIÓN Y DE RECURSOS
  - ORGANIGRAMA
  - REPORTES DE AVANCE , COSTOS , FACTURACIÓN Y RECURSOS
  - PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS

- BASES PARA EL DESARROLLO
  - LUGAR PARA LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS
  - ASIGNACIÓN DE RECURSOS
  - RECEPCIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA
  - INFORMACIÓN DEL SITIO
  - CRITERIOS Y BASES DE DISEÑO
  - NECESIDADES DE INFORMACIÓN DE UNA DISCIPLINA CON RESPECTO A LAS OTRAS
  - PROCESO DE MEJORA CONTINUA Y CALIDAD
  - EVALUACIÓN DE LOS AVANCES DE LOS DOCUMENTOS
  - CAMBIOS AL DISEÑO
  - EDICIÓN DE DOCUMENTOS
  - COMUNICACIÓN INTERDISCIPLINARIA , CON OTRAS ÁREAS DEL PROYECTO Y CON EL CLIENTE
  - ESTIMADO DE COSTO
  - LECCIONES APRENDIDAS Y DOCUMENTACIÓN
  - ENTREGA DEL PROYECTO EJECUTIVO
  - JUNTAS

- CONTROL

- CUMPLIMIENTO DE LOS PROGRAMAS
- AVANCE DE LOS DOCUMENTOS
- **AVANCE DEL PROYECTO. PARÁMETROS DE MEDICIÓN**
- COSTOS EROGADOS Y FALTANTES PARA TERMINAR LA INGENIERÍA
- CAMBIOS DE ALCANCE NEGOCIADOS Y POR ACORDAR
- ESTADO DE LA FACTURACIÓN
- REPORTE MENSUAL

#### 4. APOYO DE LA COMPUTACIÓN

- EQUIPO
- PROGRAMAS
- BASES DE DATOS
- INTERNET E INTRANET

## SUMINISTROS

### 1. OBJETIVOS

### 2. ORGANIZACIÓN

- ° ALCANCE DEL TRABAJO
- ° LISTAS DE MATERIALES , EQUIPOS Y SERVICIOS
- ° PROGRAMAS DE EJECUCIÓN Y DE RECURSOS
- ° ORGANIGRAMA
- ° ESTIMADO DE COSTO
- ° REPORTES DE AVANCE , COSTOS , FACTURACIÓN Y RECURSOS
- ° PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS

### 3. BASES PARA EL DESARROLLO

- ° SELECCIÓN DE PROVEEDORES
  - INVITACIONES A PRECALIFICAR
  - CURRICULA
  - VISITAS A OFICINAS , TALLERES , LABORATORIOS Y **CERTIFICACIÓN**
  - REFERENCIAS DE CLIENTES
  - LISTA FINAL DE PROVEEDORES
- ° TÉRMINOS Y CONDICIONES
  - DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
  - CONDICIONES AMBIENTALES
  - FECHAS CLAVE
  - PROCESO DEL CONCURSO
  - ALCANCE DEL TRABAJO Y EXCEPCIONES
  - CUESTIONARIOS Y DOCUMENTOS A ENTREGAR CON LA OFERTA
  - FORMA DE PAGO Y ANTICIPOS
  - RESPONSABILIDADES Y GARANTÍAS
  - SEGUROS Y FIANZAS
  - ENTREGA Y APROBACIÓN DE DOCUMENTOS DEFINITIVOS
  - SEGUIMIENTO
  - VISITAS DE INSPECCIÓN
  - PRUEBAS DE EQUIPOS Y MATERIALES
  - AUTORIZACIÓN PARA EMPAQUE Y EMBARQUE
- ° **ADQUISICIONES**
  - INVITACIONES A COTIZAR
  - ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
  - CRITERIOS PARA LA ADJUDICACIÓN DEL CONTRATO
  - EVALUACIÓN DE OFERTAS
  - NEGOCIACIONES CON EL PROVEEDOR RECOMENDADO.
  - FIRMA DEL CONTRATO
  - **NUEVAS MODALIDADES DE ADQUISICIÓN**

- COMUNICACIÓN INTERDISCIPLINARIA , CON OTRAS ÁREAS DEL PROYECTO Y CON EL CLIENTE
  - LECCIONES APRENDIDAS Y DOCUMENTACIÓN
  - JUNTAS
4. CONTROL
- CUMPLIMIENTO DE LOS PROGRAMAS
  - AVANCE DE LOS SUMINISTROS
  - **AVANCE DEL PROYECTO. PARÁMETROS DE MEDICIÓN**
  - COSTOS EROGADOS Y FALTANTES PARA TERMINAR LOS SUMINISTROS
  - CAMBIOS DE ALCANCE ACORDADOS Y POR NEGOCIAR
  - ESTADO DE LA FACTURACIÓN
  - REPORTE MENSUAL INCLUYENDO COMPARACIÓN DE COSTOS DE LOS SUMINISTROS
5. APOYO DE LA COMPUTACIÓN
- EQUIPO
  - PROGRAMAS
  - BASES DE DATOS
  - INTERNET E INTRANET

## CONSTRUCCIÓN

### 1. OBJETIVOS

### 2. ORGANIZACIÓN

- ALCANCE DEL TRABAJO
- PROGRAMAS DE EJECUCIÓN Y DE RECURSOS
- ORGANIGRAMA
- REPORTES DE AVANCE , COSTOS , FACTURACIÓN Y RECURSOS
- PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS
- ESTRATEGIAS PARA LA EJECUCIÓN
- ACTIVIDADES PREVIAS AL INICIO DE LOS TRABAJOS EN EL SITIO
- RECEPCIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO
- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN
- CANTIDADES DE OBRA , GENERADORES Y PORCENTAJES
- ESTIMADO DE COSTO

### 3. BASES PARA EL DESARROLLO

- ASIGNACIÓN Y TRANSPORTE DE RECURSOS AL SITIO
- INSTALACIONES PROVISIONALES
- INICIO DE LA OBRA
- TALLERES DE HABILITADO Y PREENSAMBLADO
- LABORATORIOS
- RECEPCIÓN Y ALMACENAMIENTO DE EQUIPOS Y MATERIALES
- VERIFICACIÓN TOPOGRÁFICA
- TALLER MECÁNICO
- PROCESO DE MEJORA CONTINUA Y CALIDAD
- HIGIENE Y SEGURIDAD
- COMUNICACIÓN INTERDISCIPLINARIA , CON OTRAS ÁREAS DEL PROYECTO Y CON EL CLIENTE
- ADMINISTRACIÓN AL DÍA
- VIGILANCIA
- LECCIONES APRENDIDAS Y DOCUMENTACIÓN
- JUNTAS

4. CONTROL

- ° CUMPLIMIENTO DE LOS PROGRAMAS
- ° TRABAJOS TERMINADOS , EN PROCESO Y POR EJECUTAR
- ° COSTOS EROGADOS Y FALTANTES PARA TERMINAR LAS OBRAS
- ° SUMINISTROS
- ° RECURSOS
- ° CALIDAD
- ° CAMBIOS DE ALCANCE NEGOCIADOS Y POR ACORDAR
- ° ESTADO DE LA FACTURACIÓN
- ° REPORTE MENSUAL

5. APOYO TÉCNICO EN LA OBRA

6. APOYO DE LA COMPUTACIÓN

- ° EQUIPO
- ° PROGRAMAS
- ° BASES DE DATOS
- ° INTERNET E INTRANET

## PRUEBAS Y PUESTA EN MARCHA

### 1. OBJETIVOS

### 2. ORGANIZACIÓN

- ALCANCE DEL TRABAJO
- PROGRAMAS DE EJECUCIÓN Y DE RECURSOS
- ORGANIGRAMA
- REPORTES DE AVANCE , COSTOS , FACTURACIÓN Y RECURSOS
- PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS
- ESTRATEGIAS PARA LA EJECUCIÓN
- ACTIVIDADES PREVIAS AL INICIO DE LOS TRABAJOS
- PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA Y PUESTA EN MARCHA
- CANTIDADES DE OBRA , GENERADORES Y PORCENTAJES
- ESTIMADO DE COSTO
- MANUALES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

### 3. BASES PARA EL DESARROLLO

- RECEPCIÓN DE LOS EQUIPOS Y SISTEMAS
- APOYO DE LOS FABRICANTES DE EQUIPOS
- REFACCIONES Y CONSUMIBLES
- HERRAMIENTAS ESPECIALES Y EQUIPOS DE PRUEBA
- MATERIALES PARA LAS PRUEBAS
- SEGURIDAD EN EL PROCESO DE PRUEBAS Y PUESTA EN MARCHA
- REPARACIÓN Y/O REPOSICIÓN DE EQUIPOS E INSTALACIONES
- AJUSTES
- CALIDAD Y CANTIDAD DE LA PRODUCCIÓN DE EQUIPOS Y SISTEMAS
- LECCIONES APRENDIDAS Y DOCUMENTACIÓN

### 4. CONTROL

- CUMPLIMIENTO DE LOS PROGRAMAS
- TRABAJOS TERMINADOS , EN PROCESO Y POR EJECUTAR
- COSTOS EROGADOS Y FALTANTES PARA TERMINAR LAS PRUEBAS Y LA PUESTA EN MARCHA
- CAMBIOS DE ALCANCE ACORDADOS Y POR NEGOCIAR
- RESULTADOS DE LAS PRUEBAS
- ESTADO DE LA FACTURACIÓN
- REPORTE MENSUAL

### 5. APOYO DE LA COMPUTACIÓN

- EQUIPO
- PROGRAMAS
- BASES DE DATOS
- INTERNET E INTRANET

## ENTREGA DEL PROYECTO

### 1. OBJETIVOS

### 2. ALCANCE

### 3. PROCEDIMIENTO

- COMO SE HACE LA ENTREGA DEL PROYECTO
- QUE SE ENTREGA
- ESTADO FÍSICO
- PROGRAMA
- ENTREGAS PARCIALES
- ALMACÉN
- ACTA DE RECEPCIÓN
- LIBERACIÓN DE FIANZAS , GARANTÍAS Y RESPONSABILIDAD CIVIL

### 4. PROYECTOS CONCESIONADOS



## TALLER DE APLICACIÓN

1. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ESTUDIADA A LOS PROYECTOS ELEGIDOS
  - CONSTRUCTABILITY
  - TECNOLOGÍA E INGENIERÍA BÁSICA Y DE DETALLE
  - SUMINISTROS
  - CONSTRUCCIÓN
  - PRUEBAS Y PUESTA EN MARCHA
  - ENTREGA DEL PROYECTO
  
2. PRESENTACIÓN DE CADA PROYECTO
  
3. RETROALIMENTACIÓN DE TODOS LOS GRUPOS PARTICIPANTES
  
4. CLAUSURA Y VINO DE HONOR

(HABRÁ POR LO MENOS UN PROYECTO PARA CADA UNIDAD DE NEGOCIOS DE MANERA QUE SE TENGAN APLICACIONES ESPECÍFICAS PARA CONSTRUCCIÓN PESADA; CONSTRUCCIÓN URBANA, CONSTRUCCIÓN INDUSTRIAL, CONCESIONARIAS, E INMOBILIARIA.

LOS TRABAJOS DE LOS TALLERES SE EMPEZARÁN A PARTIR DEL SEGUNDO MÓDULO PARA QUE TODOS TENGAN SUFICIENTE TIEMPO PARA APLICAR LOS CONOCIMIENTOS Y CONSULTAR SUS DUDAS).