

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA



APLICACION DE LA PROGRAMACION DINAMICA
AL DISEÑO OPTIMO DE REDES DE
ALCANTARILLADO.

CARLOS FLORES IBARRA

MEXICO, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERÍA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-202

Al Pasante señor CARLOS FLORES IBARRA,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Ramón Domínguez Mora, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"APLICACION DE LA PROGRAMACION DINAMICA AL DISEÑO OPTIMO DE REDES DE ALCANTARILLADO"

1. Introducción.
2. Aspectos generales del método de programación dinámica.
3. Desarrollo teórico del método de optimización para el diseño de una red de alcantarillado.
4. Programa de computadora.
5. Ejemplos de aplicación.
6. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 12 de abril de 1982
EL DIRECTOR

JAVIER JIMÉNEZ ESPRIÚ

I N D I C E

	Pág
1. INTRODUCCION	1
2. ASPECTOS GENERALES DEL METODO DE PROGRAMACION DINAMICA	5
3. DESARROLLO TEORICO DEL METODO DE OPTIMIZACION PARA EL DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO	15
4. PROGRAMA DE COMPUTADORA	27
5. EJEMPLOS DE APLICACION	43
6. CONCLUSIONES	56
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA	59

1. INTRODUCCION

El diseño de los sistemas o redes de alcantarillado implica la combinación de un grupo de variables, de diversa índole cada una. Entre ellas se tiene: la topografía, el trazo en planta de la red, las variaciones en los gastos que escurren por ella, la combinación de diámetros y pendientes de los tramos que la forman y la selección de las restricciones que gobernarán el diseño. Todas ellas hacen que el diseño de los sistemas de alcantarillado sea fundamentalmente complejo y muy combinatorio.

La práctica común para el diseño, ha simplificado el problema al adoptar criterios y reglas generales que se han venido transmitiendo desde hace algún tiempo. Criterios que generalmente no consideran explícitamente los costos de construcción y los efectos que tienen sobre estos las restricciones, los parámetros y las relaciones matemáticas empleadas. Como resultado, los diseños obtenidos, son en general conservadores y por lo tanto, la práctica común no asegura obtener la solución de menor costo.

Como el diseño y construcción de las redes de drenaje implican una alta inversión de capital, al pensar en nuevos diseños, deberá cuidarse que estos sean lo más económicos posibles.

El diseño de los sistemas de alcantarillado consiste esencialmente de tres fases distintas, que son:

- 1) Trazo en planta de la red
- 2) Cálculo de los gastos de diseño
- 3) Selección de diámetros y alineación vertical de cada tramo de la red.

Cada una de ellas debe ser sometida a un proceso de optimización.

Entre los trabajos enfocados a obtener el diseño óptimo de una red de alcantarillado, para la primer fase, se tienen los de: Liebman (ref 1) que utiliza un método heurístico y Argaman, Shamir y Spivak (ref 2) que usan la técnica de la programación dinámica.

La segunda fase, por ejemplo, ha sido tratada por Domínguez (ref 3).

Este trabajo considera la optimización de la tercer fase desde el punto de vista de los costos de construcción. Entre los trabajos previos a este, se tienen los de: Deninger (ref 4) y Fisher (ref 5) que utilizan la técnica de la programación lineal; Holland (ref 6), Dajani (ref 7) y Bonilla (ref 8) - que utilizan un algoritmo no lineal; Haith (ref 9), Walsh y Brown (ref 10), Merrit y Bogan (ref 11) y Capella (ref 12) que emplean la técnica de la programación dinámica.

El proceso de optimización, en este caso, es secuencial en dos sentidos:

- 1) En que se puede dividir en etapas el problema, o sea que puede determinarse la forma secuencial en que avanza el flujo, y
- 2) En que las decisiones tomadas en un principio afectan las alternativas que pueden generarse después. En otras palabras, las decisiones que se toman en un estado están relacionadas con las tomadas anteriormente y con las que se pueden tomar mas adelante.

Para esclarecer un poco lo anterior analicé el ejemplo mostrado en la fig 1.1. Obsérvese la forma en que están relacionadas las decisiones en ambos tramos.

Supóngase que el menor costo del tramo 1 corresponde al camino 2 ($CI_2 < CI_1$) y que el del tramo 2 corresponde al camino 1 ($CI_1 < CI_2$), de tal manera que el costo acumulado hasta el tramo 2 sea menor para el camino 1 ($CA_1 < CA_2$). Si este fuera el último tramo se concluye que el diseño óptimo corresponde al camino 1 (costo acumulado menor) y no al 2, como se hubiera dicho si en el tramo 1 se escoge el diseño de menor costo (camino 2) y se desecha el resto de alternativas.

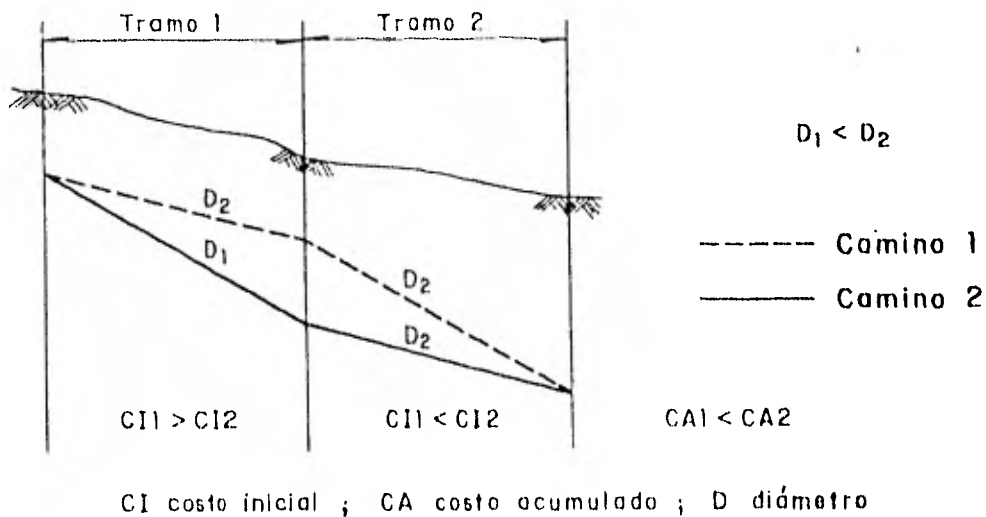


FIG. 1.1 Las cesiones que se toman en cada etapa están relacionadas entre sí.

Debido a que el diseño de una red de alcantarillado es secuencial, en este trabajo se emplea el método de la programación dinámica para su optimización.

Los aspectos generales del método se tratan en el capítulo 2 y se implementa al caso específico de las redes de alcantarillado en el capítulo 3. En

este mismo capítulo se explican algunos criterios que se introdujeron al método, con el fin de mejorarlo.

Para la aplicación del método expuesto en el capítulo 3, se elaboró un programa de computadora, en lenguaje FORTRAN para la máquina Burroughs 6800, llamado DRENAJE. Este se describe en el capítulo 4. Para su uso, es necesario contar con el trazo en planta de la red y una estimación de los gastos de diseño para cada tramo.

En el capítulo 5 se presentan dos ejemplos que se emplean para comparar el método que se propone con el de Capella (ref 12) y con un diseño existente. Además se utilizan para hacer un análisis de sensibilidad.

Por último, en el capítulo 6 se mencionan las conclusiones a que se llegó y se proponen algunas mejoras al método.

2. ASPECTOS GENERALES DEL METODO DE PROGRAMACION DINAMICA

La programación dinámica es un método enumerativo de optimización. Es decir, que enumera en forma explícita diversas combinaciones posibles de decisión y luego selecciona entre ellas la mejor. Se aplica a problemas secuenciales, o sea que pueden descomponerse en etapas, con la ventaja respecto a la programación lineal, de que la función objetivo y las restricciones pueden no ser lineales.

La técnica de la programación dinámica consiste en descomponer un problema de toma de decisión múltiple, en una serie de etapas a resolverse secuencialmente, tomando en cada una de ellas solo un número reducido de decisiones, con base en el principio de optimidad, expuesto por R. Bellman (ref 13), que se escribe así:

"Una serie de decisiones óptimas tiene la propiedad, de que cualquiera que sea el estado inicial y la decisión inicial, las decisiones restantes deben ser óptimas con respecto al estado que resulte de la primera decisión".

El principio de optimidad de Bellman implica que si una trayectoria A B, en una superficie S, es óptima (fig 2.1), cualquier tramo MN es óptimo en sí mismo. Ya que de haber una mejor trayectoria MN, por ella pasaría la

Óptima de A a B.

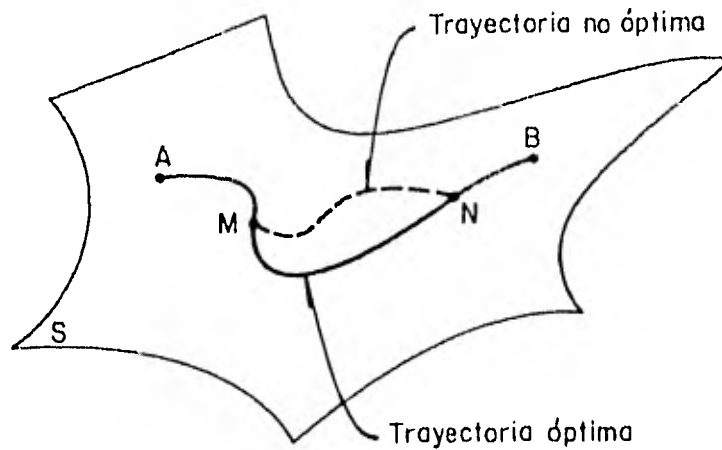


FIG 2.1 Principio de optimidad

Para ilustrar las características e introducir la terminología de la programación dinámica, considerese el siguiente ejemplo:

Estando en una población A se quiere ir a un lugar D. Las trayectorias posibles se muestran en la fig 2.2. Las longitudes entre una población y otra se muestran en la tabla 2.1. Utilizando el método de la programación dinámica determinar cuál es la ruta más corta.

Para comenzar se divide el problema en etapas (de A a B, de B a C, de C a D) y a cada una se le asigna un número determinado de estados (A_1, A_2, A_3, B_1, B_2 , etc.) o poblaciones.

El método de la programación dinámica comienza con una pequeña parte del pro

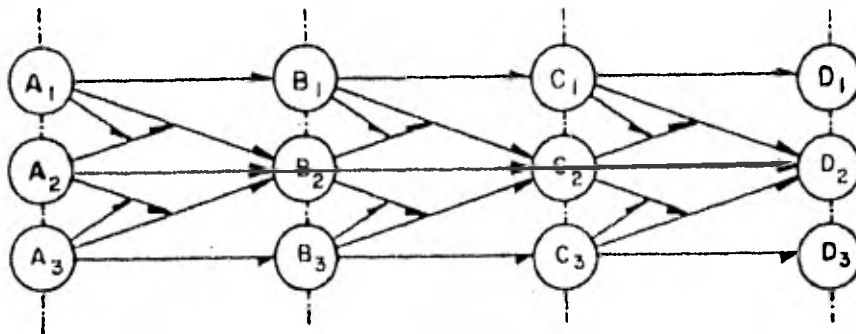


FIG. 2.2 ¿Cuál es la trayectoria más corta entre A y D ?

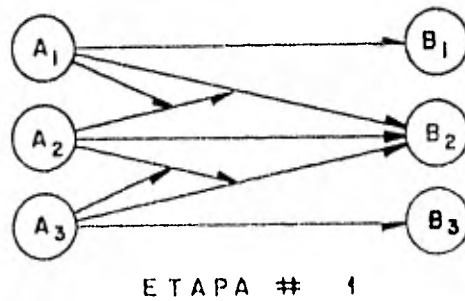
TABLA 2.1 Longitudes entre las poblaciones

de \ a	B ₁	B ₂	B ₃
A ₁	3	5	2
A ₂	5	2	9
A ₃	8	3	4

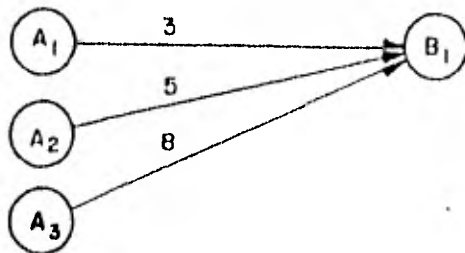
de \ a	C ₁	C ₂	C ₃
B ₁	5	8	1
B ₂	4	3	3
B ₃	2	4	4

de \ a	D ₁	D ₂	D ₃
C ₁	4	5	4
C ₂	5	7	6
C ₃	3	9	5

blema (una etapa) y encuentra la solución óptima para esta.



Si se supone que la trayectoria óptima pasa por B_1 y solo se desconoce de que estado A proviene, por el principio de optimidad esta decisión debe constituir una solución óptima en sí misma. De la tabla 2.1 resulta que la decisión es de A_1 , con un costo de 3.



a de	B_1
A_1	3*
A_2	5
A_3	8

En general, si se denota al costo óptimo acumulado hasta la etapa i , correspondiente al estado j de la misma etapa, como $F_i(j)$ y al costo individual por pasar de un estado k de la etapa $i-1$, al estado j de la etapa i como $G_i(k, j)$, se tiene

$$F_1(B_1) = \min \{ G_1(A_1, B_1); G_1(A_2, B_1); G_1(A_3, B_1) \} \quad (2.1)$$

Nótese que la única variable que cambia durante la búsqueda de la trayectoria más corta, es la población de la que proviene (A_1, A_2, A_3). Misma que se llama: *variable de decisión*, d_{B_1} .

Generalizando lo anterior se plantea que:

$$F_1 (B_1) = \min_{\forall A} \{G_1 (A \rightarrow B_1)\} \quad (2.2)$$

para los datos de la tabla 2.1

$$F_1 (B_1) = \min \{3;5;8\} \quad (2.3)$$

$$F_1 (B_1) = 3 \quad \text{y} \quad d_{B_1} = A_1 \quad (2.4)$$

Ahora, si se supone que la ruta más corta pasa por B_2 y no por B_1 , se tiene

$$F_1 (B_2) = \min_{\forall A} \{G_1 (A \rightarrow B_2)\} \quad (2.5)$$

al observar la tabla 2.1, se concluye que la trayectoria óptima proviene de A_2 , con un costo de 2.

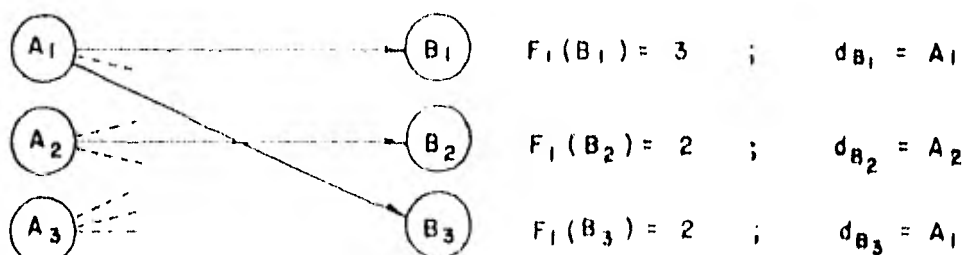
$$F_1 (B_2) = 2 \quad \text{y} \quad d_{B_2} = A_2 \quad (2.6)$$

Haciendo las mismas consideraciones para B_3 , se tiene

$$F_1 (B_3) = \min_{\forall A} \{G_1 (A \rightarrow B_3)\} \quad (2.7)$$

$$F_1 (B_3) = 2 \quad \text{y} \quad d_{B_3} = A_1 \quad (2.8)$$

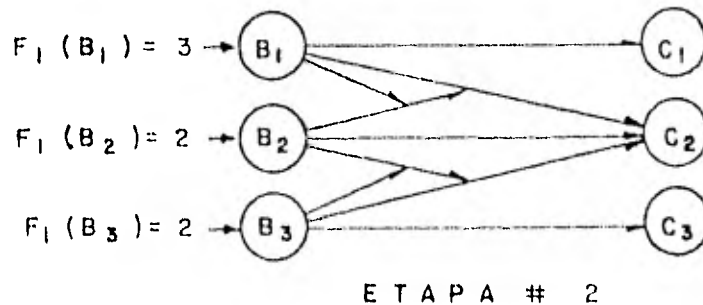
Esquemáticamente queda



ETAPA # 1

En este momento se ignora aún la ruta más corta, pero eso sí, con solo conocer por que población B pasa, se sabrá de que población A proviene. Además, por el principio de optimalidad, se han descartado, en este caso, seis trayectorias que no forman parte de la ruta óptima. Solo se han conservado tres, que son las trayectorias más cortas. Una por cada estado de la etapa. Esto sirve para no incrementar el número de combinaciones a estudiar en la siguiente etapa.

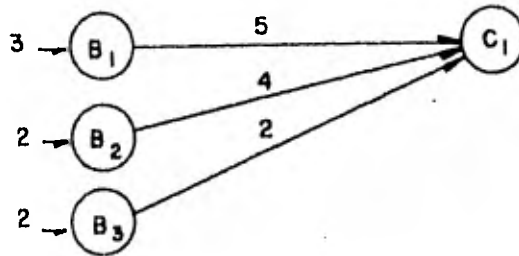
Después de haber resuelto una etapa del problema, el método de la programación dinámica toma la siguiente etapa y encuentra su solución óptima bajo el principio de optimalidad, tomando en cuenta la solución obtenida en la etapa anterior.



Esto es, pasando a la etapa 2, independientemente de las decisiones tomadas anteriormente y de las que quedan por tomar, el método solo se concreta a buscar la trayectoria más corta para llegar a C_1 , a C_2 y a C_3 , considerando solamente la solución obtenida anteriormente. De esta manera se tiene

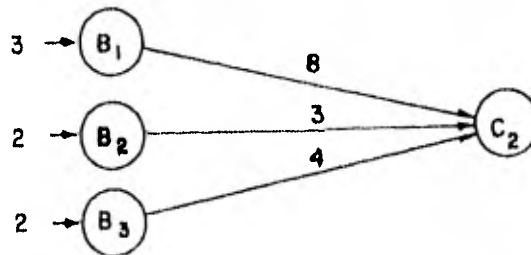
$$F_2(C_j) = \min_{\forall B} \{ F_1(B) + G_{jB} \} \quad (j=1,2,3)$$

En programación dinámica a T. los problemas de este tipo se resuelven de la siguiente manera:



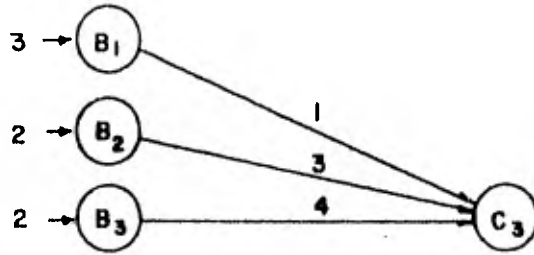
$$F_2(C_1) = 4 \quad \text{y} \quad d_{C_1} = B_3 \quad (2.10)$$

$$F_2(C_2) = \min_{\Psi B} \{ F_1(B) + G_2(B \rightarrow C_2) \} \quad (2.11)$$



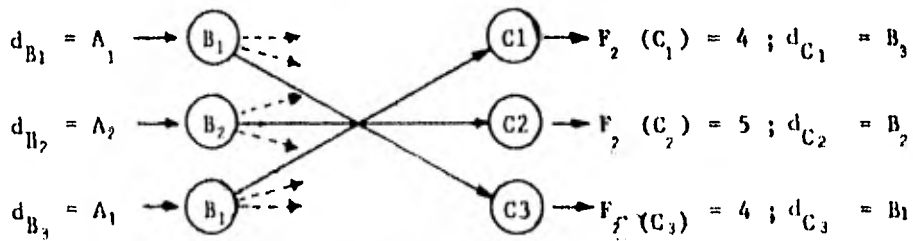
$$F_2(C_2) = 5 \quad \text{y} \quad d_{C_2} = B_2 \quad (2.12)$$

$$\text{y} \quad F_2(C_3) = \min_{\Psi B} \{ F_1(B) + G_2(B \rightarrow C_3) \} \quad (2.13)$$



$$F_2(C_3) = 4 \quad \text{y} \quad d_{C_3} = B_1 \quad (2.14)$$

en resumen



En esta etapa nuevamente se volvieron a hacer 9 combinaciones, de las cuales se eliminaron 6 que no formaban parte de una solución óptima.

Para la última etapa se tiene en forma general

$$F_3(D_j) = \min_C \{F_2(C) + G_3(C + D_j)\} \quad (2.15)$$

al resolverse queda que

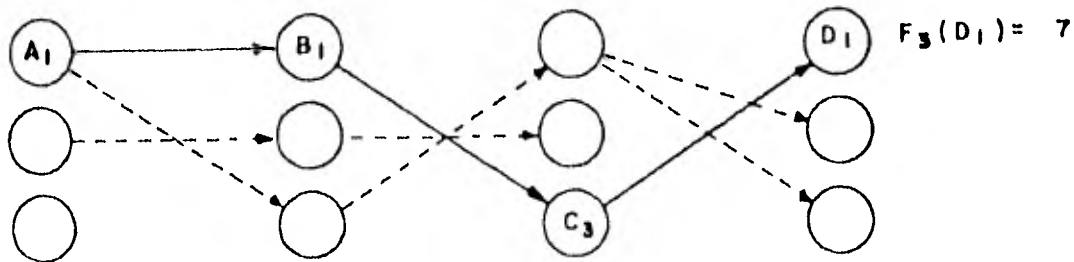
$$F_3(D_1) = 7 \quad ; \quad d_{D_1} = C_1 \quad (2.16)$$

$$F_3(D_2) = 9 \quad ; \quad d_{D_2} = C_2 \quad (2.17)$$

$$F_3(D_3) = 8 \quad ; \quad d_{D_3} = C_1 \quad (2.18)$$

de donde se concluye que la ruta más corta es de 7 y llega a D_1 , pasando por C_3 .

Para determinar las poblaciones por las que pasa la ruta óptima, se procede hacia atrás haciendo uso de las variables de decisión. Así, si se sabe que la ruta óptima pasa por C_3 , del resumen de la etapa 2, la variable de decisión d_{C_3} muestra que viene de B_1 . Y d_{B_1} indica que sale de A_1 .



TRAYECTORIA OPTIMA

Generalizando, la ecuación recursiva (2.15) puede escribirse así

$$F_i(k) = \min_{j} \{ F_{i-1}(j) + G_j(j, k) \} \quad (2.19)$$

donde

i número de etapa

j, k estados correspondiente a la etapa $i-1$ e i respectivamente

$G(j, k)$ costo individual por pasar del estado j al k

$F_i(k)$ costo óptimo acumulado hasta la etapa i , correspondiente al estado k .

Cada estado puede definirse, según el caso, con una o más variables, que se llamarán *variables de estado*. Estas pueden ser discretas o no. El método de solución no cambia en el caso que se tenga más de una variable de estado.

En este trabajo se presenta el método de la programación dinámica avanzando hacia "adelante", pero también se puede hacer en sentido contrario, tal y como es presentado en otros trabajos (ref 14, 15, 16 y 17). El sentido de solución es definido en cada problema según convenga.

Por último, si N es el número total de etapas y M el número de estados en cada etapa, el número de combinaciones a analizar para resolver el problema es igual a $N M^2$ (ref 12).

Para el ejemplo mostrado resulta

$$NM^2 = 3 \times (3)^2 = 27 \quad (2.20)$$

En caso que se hubiera querido resolver el problema por búsqueda exhaustiva (analizando todas las combinaciones posibles), el número de combinaciones sería de

$$M^{(N+1)} = 3^4 = 81 \quad (2.21)$$

Como puede observarse el método de la programación dinámica permite reducir el número de combinaciones a realizar, haciendo que estas crezcan en forma aritmética y no geoméricamente como sería si se utilizará el método de búsqueda exhaustiva.

Para la aplicación del método a problemas más grandes al presentado, es recomendable el uso de una computadora digital.

3 DESARROLLO TEORICO DEL METODO DE OPTIMIZACION PARA EL DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO

El diseño hidráulico de una red de alcantarillado consiste en asignar a cada tramo i , un tubo con diámetro D_i y pendiente S_i ; de tal modo que conduzca el gasto de diseño Q_i a una velocidad permisible V_i . Utilizando la fórmula de Manning y suponiendo flujo a tubo lleno, se tiene

$$Q_i = \frac{1}{K} D_i^{8/3} S_i^{1/2} \quad (3.1)$$

donde

$$K = \frac{n 4^{5/3}}{\pi} \quad (3.2)$$

despejando S_i de (3.1), se tiene que

$$S_i = \left(K Q_i D_i^{-8/3} \right)^2 \quad (3.3)$$

sujeta a

$$D_{i+1} \geq D_i \quad (3.4)$$

$$V_{\min} \leq V_i \leq V_{\max} \quad (3.5)$$

El problema a resolver consiste en encontrar la combinación de diámetros y pendientes que cumplan con la ec 3.3 y además minimicen el costo total de la red.

PLANTEAMIENTO DEL METODO

A continuación se plantea el método de la programación dinámica, al caso de las redes de drenaje.

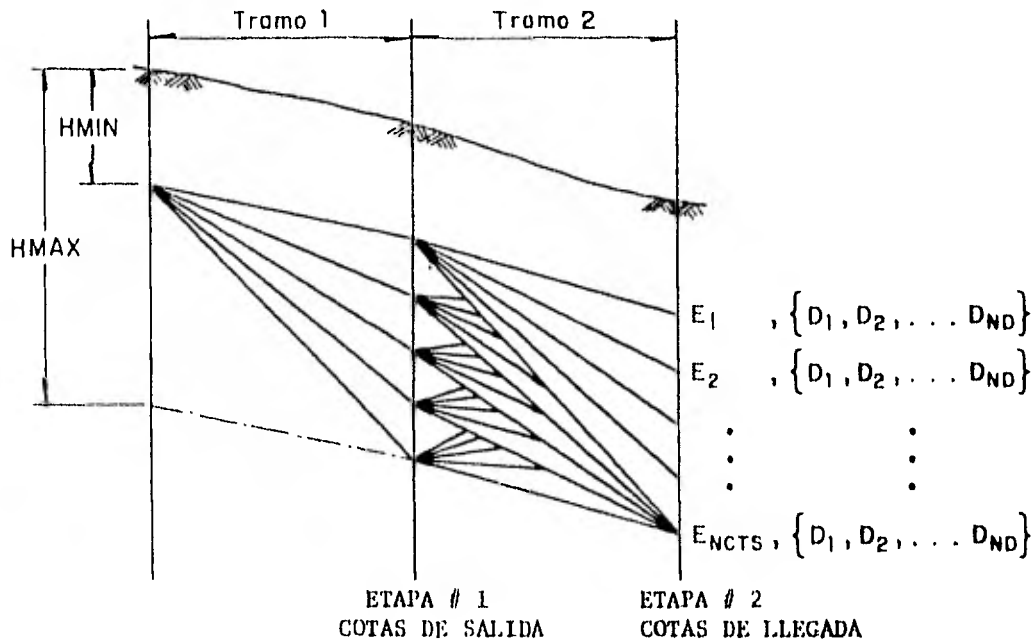


FIG. 3.1 Elementos de la programación dinámica

Los conceptos más importantes del método se definen a continuación.

ETAPAS. Están representadas por los tramos de tubería y se refieren al pozo de aguas abajo del tramo (fig 3.1).

ESTADOS. Se definen con: la cota de llegada ' E_i ' y el diámetro empleado en el tramo ' D_{tr} '. Ambas variables se discretizan, los diámetros por

conveniencia, ya que se utilizan los comerciales, y las elevaciones por necesidad, para disminuir el número de estados. Por esto último se pierde precisión en el método.

VARIABLES DE DECISION. Son la elevación de salida y el diámetro a emplear en el tramo.

FUNCION OBJETIVO. El propósito de la optimización es minimizar la suma de costos por concepto de tuberías y de excavación. Esta está dada por la siguiente ecuación

$$\text{COSTO} = \text{MIN} \sum_{i=1}^N \{ \text{CEXC} (E_{i-1}, E_i, D_i) + \text{CTUB} (D_i) \} \quad (3.6)$$

donde

COSTO	costo total de la red
CEXC	costo por concepto de excavación; es función de la elevación de llegada E_i y de el diámetro utilizado en el tramo, D_i .
CTUB	costo por concepto de tubería; es función del diámetro D_i
N	número total de tramos en la red
E_i	elevación del tramo en el pozo; está referida a la clave del tubo
D_i	diámetro empleado en el tramo i.

En general los costos por tubería se incrementan conforme aumenta el tamaño de la conducción. Y mientras se usen diámetros grandes se ahorra en los costos de excavación.

ECUACION RECURSIVA. Puede plantearse de la siguiente manera:

$$F_i (E_i, D_m) = \text{mín}_{j,k} \{ F_{i-1} (E_j, D_k) + G_i ((E_j, D_k)_{i-1}, (E_i, D_m)_i) \} \quad (3.7)$$

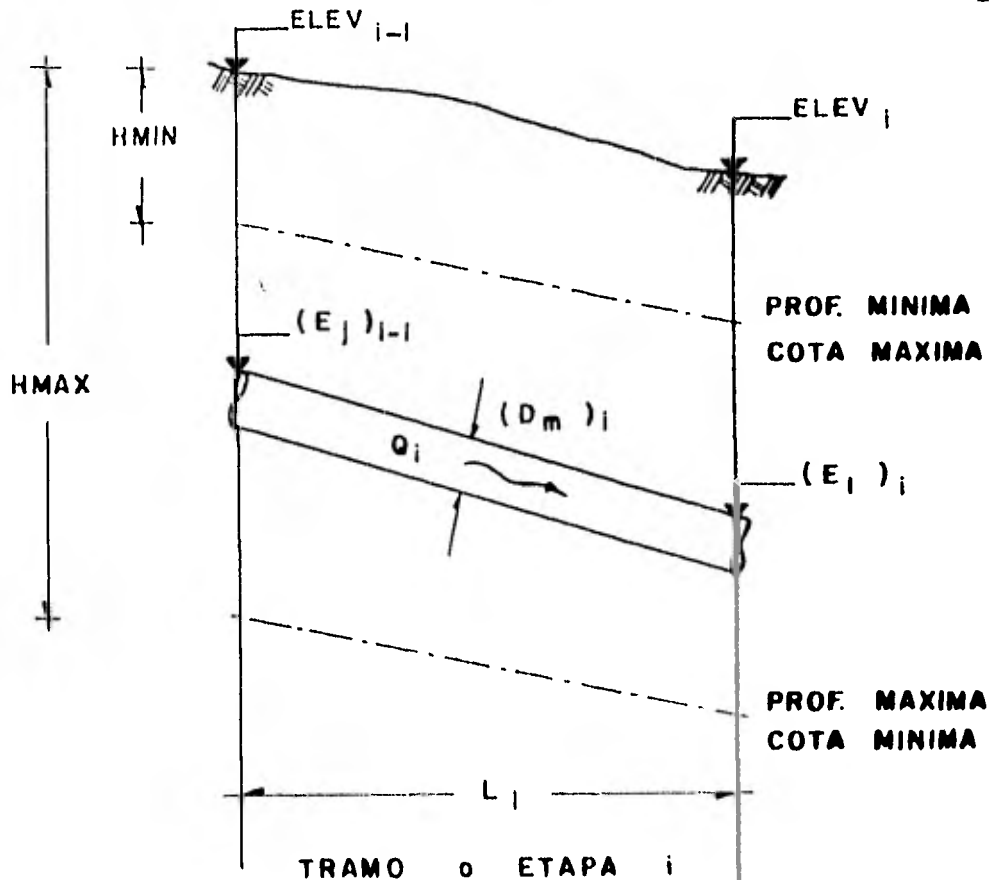


FIGURA 3.2

sujeta a :

$$(D_k)_{i-1} \leq (D_m)_i \quad (3.8)$$

$$HMIN \leq ELEV_i - (E_\ell)_i \leq HMAX \quad (3.9)$$

$$SMIN(Q_i, D_m, VMIN) \leq \frac{(E_j)_{i-1} - (E_\ell)_i}{L_i} \leq SMAX(D_m, VMAX) \quad (3.10)$$

donde :

$F_{i-1}(E_j, D_k)$ costo acumulado óptimo, para el estado (E_j, D_k) , hasta la etapa $i-1$.

$G_i((E_j, D_k) \rightarrow (E_\ell, D_m))$ costo del tramo i , por pasar del estado (E_j, D_k) al (E_ℓ, D_m) .

$F_i (E_{\ell}, D_m)$	costo mínimo acumulado de las alternativas que llegan al estado (E_{ℓ}, D_m)
HMIN	mínima cobertura admisible (colchón mínimo de terreno)
HMAX	máxima cobertura de terreno admisible
SMIN	pendiente mínima necesaria para conducir el gasto Q, con un diámetro D, o para tener una velocidad mínima admisible con el mismo diámetro.
SMAX	pendiente máxima admisible que conduce el gasto Q, a una velocidad máxima, VMAX.

METODO DE SOLUCION. Capella (ref 12) aplica directamente la programación dinámica a la optimización de diseños de redes de drenaje, lo cual resulta de la siguiente forma.

Considerese que la fig 3.1 corresponde a los dos primeros tramos de la red mostrada en la fig 3.3

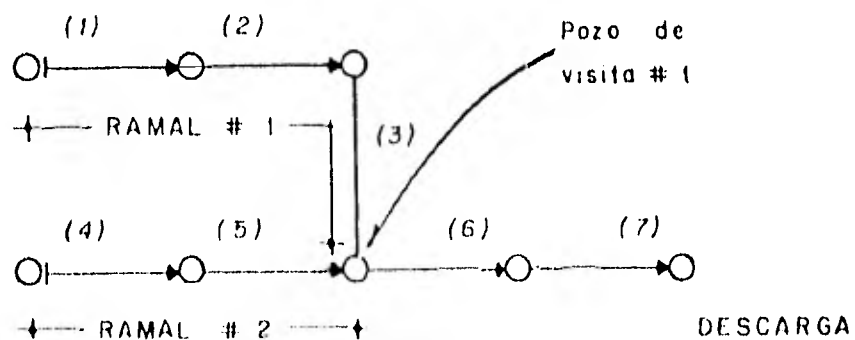


FIG. 3.3 Nomenclatura

- 1) Se toma el primer tramo y se consideran los estados iniciales o de salida.

- 2) Se genera el conjunto de estados finales o de llegada
- 3) Se toma un estado final $(E_{\ell}, D_m)_i$
- 4) Se toma un estado inicial $(E_j, D_k)_{i-1}$
- 5) Se revisa que la alternativa $(E_j, D_k) \rightarrow (E_{\ell}, D_m)$ cumpla con las restricciones en el diseño (3.8 a 3.10)
 - . de no cumplirse, se regresa al inciso 4
 - . de cumplirse se calcula el costo individual G_i y se regresa al inciso 4

Cuando se han utilizado todos los estados iniciales se continúa con el inciso 6.

- 6) Se acumula cada costo individual i al costo óptimo acumulado hasta el tramo $i-1$ correspondiente a cada estado $(E_j, D_k)_{i-1}$ y se escoge el menor; lo anterior se expresa como

$$F_i (E_{\ell}, D_m) = \min_{\forall j, k} \{ F_{i-1} (E_j, D_k) + G_i ((E_j, D_k)_{i-1} \rightarrow (E_{\ell}, D_m)_i) \}$$

- 7) Se pregunta si hay más estados de llegada.
 - . en caso afirmativo se repite la secuela desde el inciso 4
 - . en caso contrario, se procede con el inciso 8
- 8) Se toma el siguiente tramo
- 9) Se analiza el tipo de tramo (en cuanto a su posición en la red) que se tiene.

A continuación se hace una breve descripción de los posibles tipos:

- . si no tiene más que un afluente (p. ej. 3 y 7, en la fig. 3.3), se asignan los estados finales del tramo $i-1$ a los iniciales del tramo i y se repiten los pasos desde el inciso 2
- . si es una cabecera de atarjea (p. ej. 1 y 4, fig. 3.3), se establecen sus estados iniciales y se continúa con el inciso 2
- . si el tramo está después de una confluencia de ramales (p. ej. 6,

fig 3.3), se combinan los estados y costos finales de los afluentes y se asignan a los iniciales del tramo i . Se continúa con el inciso 2.

CRITERIOS DE DISEÑO QUE SE INTRODUCEN AL METODO

La naturaleza del diseño de redes de alcantarillado, permite establecer criterios que, como los utilizados en la práctica común, permiten "optimizar" aún antes de empezar el método de optimización.

En este trabajo se intruducen algunos de ellos para reducir el número de cálculos y mejorar la precisión del método, sin despreciar ninguna solución factible que pudiera formar parte del camino óptimo.

Como se pudo ver en la sección anterior, al aplicar directamente la programación dinámica a las redes de alcantarillado considera todas las combinaciones posibles de diámetros y elevaciones de cada tramo (fig 3.1); aún cuando muchas de estas estén sobradas en capacidad.

En contraste, la práctica común busca la combinación de diámetro y pendiente que conduzca el gasto de diseño a velocidad permisible, ya que económicamente nada se gana con hacer el diseño hidráulicamente sobrado. En este trabajo se introduce el criterio y modifica al método de la siguiente forma: en vez de tomar un estado final como base y después ver si con los estados iniciales se generan alternativas factibles; ahora se toman como base los estados iniciales y se calculan las cotas de llegada para tener alternativas factibles.

Es en este criterio donde se ahorra el más grande número de combinaciones. Compárense las figuras 3.1 y 3.4.

Nótese en la fig. 3.4 que, como consecuencia de la discretización de las elevaciones, algunas de las alternativas se "enciman", quedando hidráulicamente sobradas, p.e.j. (E_3, D_4) .

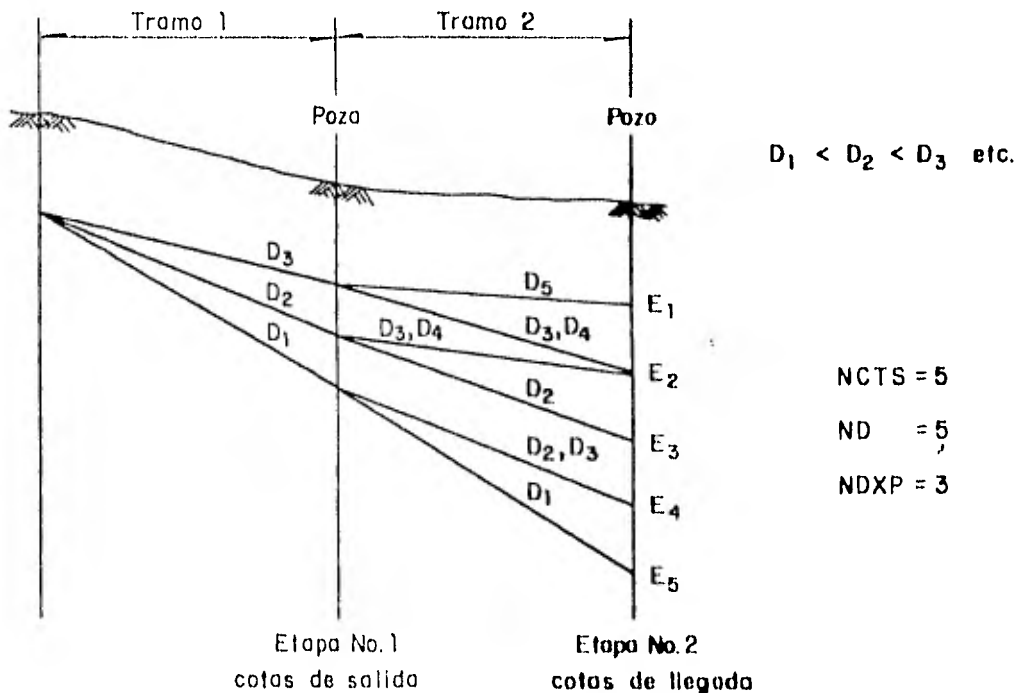


FIG. 3.4 Criterios de diseño que se introducen al método de la programación dinámica.

Al considerar todas las combinaciones posibles de diámetros y elevaciones, se corre el riesgo de proponer diámetros demasiado grandes para el gasto de diseño del tramo. Por este motivo, para la generación de alternativas, se utiliza una gama restringida de NDXP diámetros (Número de Diámetros por Punto), tomados a partir del diámetro correspondiente al estado de salida inclusive (Véase la fig 3.4). Para evitar que el número de estados aumente indefinidamente, se acota el número total de diámetros distintos a emplear en cada etapa a ND (Número de Diámetros), tomados a partir del diámetro mínimo utilizado en la etapa anterior o, en el caso de las cabece--ras de atarjea, el mínimo permitido. Véase la fig 3.4.

De esta forma se logra otro ahorro en el número de cálculos a realizar.

Para mejorar la precisión del método se ocurren dos cosas: 1) Disminuir el intervalo de profundidades factibles, 2) Aumentar el número de elevaciones factibles NCTS (Número de CoTas) en cada intervalo.

De entrada se tiene definido un intervalo por las restricciones del diseño (ver fig 3.5). Mismo que puede disminuirse siguiendo uno de los criterios antes presentados. Con el gasto de diseño del tramo y las cotas y diámetros extremos (cota superior, CSUP; cota inferior, CINF; diámetro mínimo, MIN; diámetro máximo, MAX) se calculan las cotas extremo que definen el intervalo de profundidades factibles de la etapa.

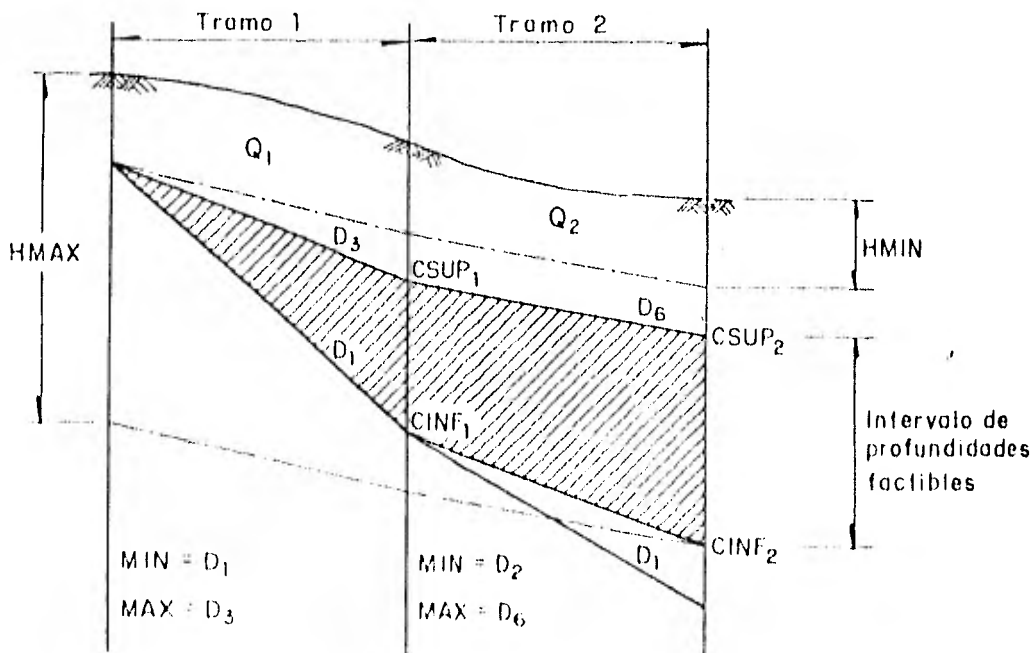


FIG. 3.5 Definición del intervalo de profundidades factibles y diámetro mínimo

Si al seguir este criterio no se cumple la restricción de excavación máxima (HMAX), la cota inferior (CINF) del intervalo se asigna a la mínima permitida (ver por ejemplo fig 3.5, CINF2) y se toma como diámetro mínimo (MIN) de la etapa el siguiente diámetro al que se haya utilizado, como mínimo, en la etapa anterior. De no cumplirse la restricción de excavación mínima (HMIN) se asigna la cota superior (CSUP) a la máxima permitida.

Por otra parte, para definir los estados de salida de un pozo, al que llega más de un afluente, es necesario establecer un nuevo intervalo de profundidades factibles y emplear la gama de diámetros (ND) a partir del mayor de los diámetros mínimos de los afluentes. Ver fig. 3.6.

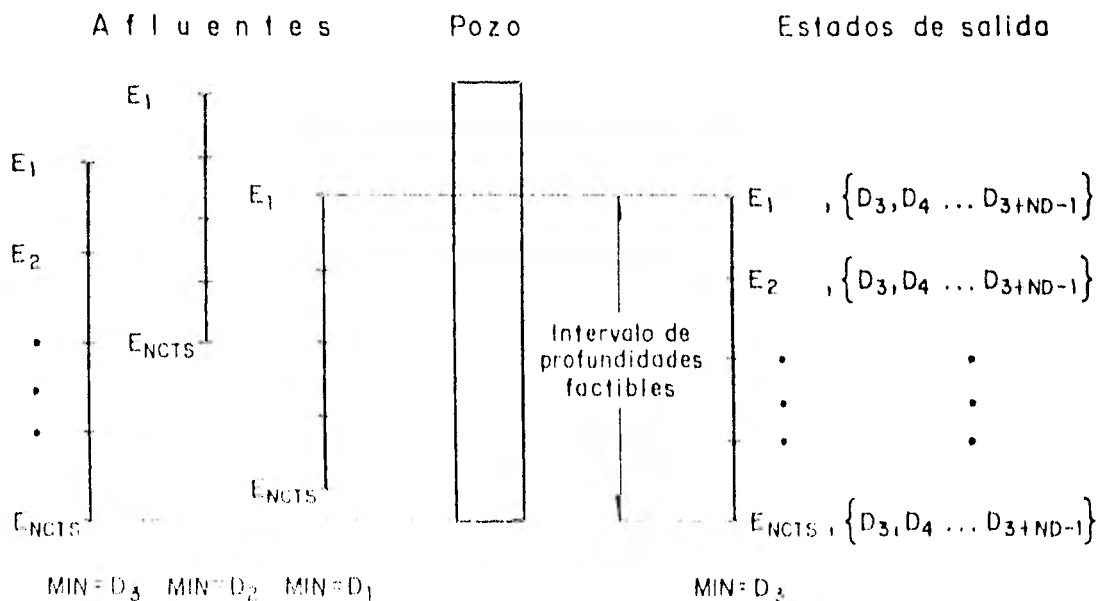


FIG. 3.6 Definición de estados en una confluencia

El nivel superior se define con la menor de las cotas superiores (E_1) y la menor

de las inferiores (E_{NCTS}) de los tramos afluentes.

En este caso, se consideran todas las combinaciones posibles de diámetros y elevaciones porque el gasto sufre un incremento mayor, por las aportaciones de los afluentes.

Para mostrar el ahorro en el número de cálculos, considerese el siguiente ejemplo

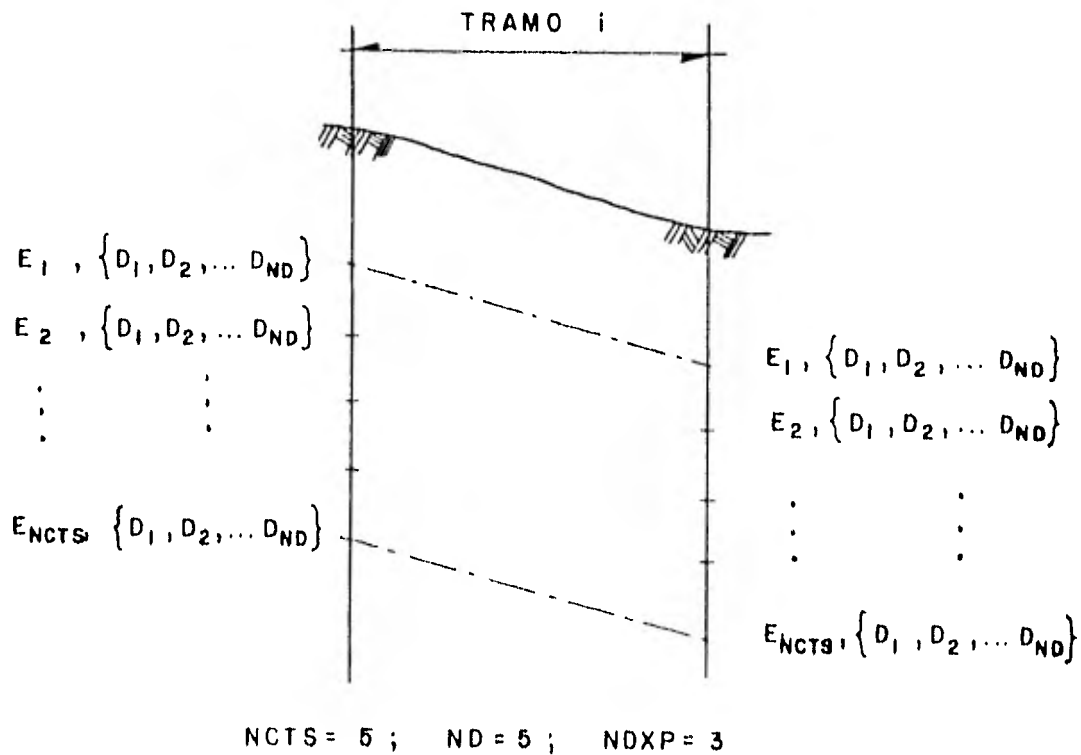


FIGURA 3.7

En el caso extremo se tienen 25 estados de salida ($ND \cdot NCTS$), fig 3.7.

Si no se toman en cuenta los criterios de diseño, por cada estado de salida se generan $ND \cdot NCTS$ alternativas, esto es, un total de:

$$(ND \cdot NCTS) * (ND \cdot NCTS) = 25 \times 25 = 625 \quad (3.11)$$

Si se utilizan los criterios mencionados, solo se generan, por cada estado de salida, $NDXP$ alternativas; lo que hace un total de:

$$(ND \cdot NCTS) * NDXP = 25 \times 3 = 75 \quad (3.12)$$

El ahorro que se obtiene, en este caso, es del 88%.

En ambos casos, el total de estados se reduce nuevamente a $ND \cdot NCTS$, gracias a la técnica de la programación dinámica.

Estas cifras son las máximas que se pueden llegar a tener teóricamente. En un caso real el número es menor. Véase el ejemplo 2 del capítulo 5, para ver la diferencia.

4. PROGRAMA DE COMPUTADORA

Para la aplicación del método de la programación dinámica, junto con los criterios de diseño mencionados en el capítulo anterior, a las redes de alcantarillado, se elaboró un programa de computadora en lenguaje FORTRAN para la máquina Burroughs 6800, que se describe en este capítulo.

LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES

Nuevamente cabe mencionar que se requiere como información el trazo en plan ta de la red y los gastos de diseño que conducirá cada tramo.

Dentro del programa se supone que la pendiente del terreno entre pozos es uniforme.

El cálculo hidráulico se hace suponiendo flujo a tubo lleno. En caso que se quiera considerar flujo a tubo parcialmente lleno, solo habría que modificar la subrutina que hace este cálculo.

VENTAJAS

Entre las ventajas que tiene el programa sobre otros del mismo tipo están:

su rapidez, la poca capacidad de memoria que requiere y su precisión.

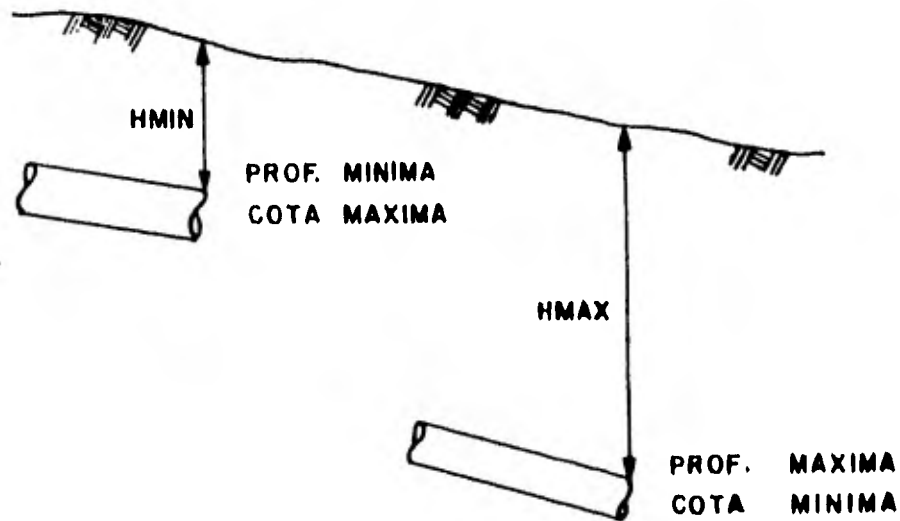


FIGURA 4.1

INFORMACION NECESARIA

Con base en las limitaciones del programa y las consideraciones que se hacen, la información que se necesita es la siguiente:

- 1) Número de tramos de la red (NSTG)
- 2) Número de diámetros a considerar por etapa y por estado (ND y NDXP)
- 3) Número de cotas a emplear en cada intervalo de profundidades factibles (NCTS)
- 4) Restricciones hidráulicas; velocidad máxima (VMAX) y velocidad mínima (VMIN)
- 5) Coeficiente de Manning de la tubería a emplear (XN)
- 6) Restricciones de excavación; profundidad máxima (HMAX) y profundidad mínima (HMIN).

Por el momento se consideran iguales para todos los tramos de la red,

- 7) Diámetros comerciales a utilizar
- 8) Anchos de zanja correspondiente a cada diámetro
- 9) Costos unitarios por tubería y por excavación
- 10) Número de los tramos que llegan a cada pozo de visita
- 11) Orden de cada tramo
- 12) Elevación del terreno de cada pozo
- 13) Longitud de cada tramo
- 14) Gasto en cada tramo

NOMENCLATURA

Se considera que una red de drenaje está integrada por ramales conectados a través de pozos de visita y que cada ramal, a su vez, está compuesto por tramos. Véase la fig 4.2.

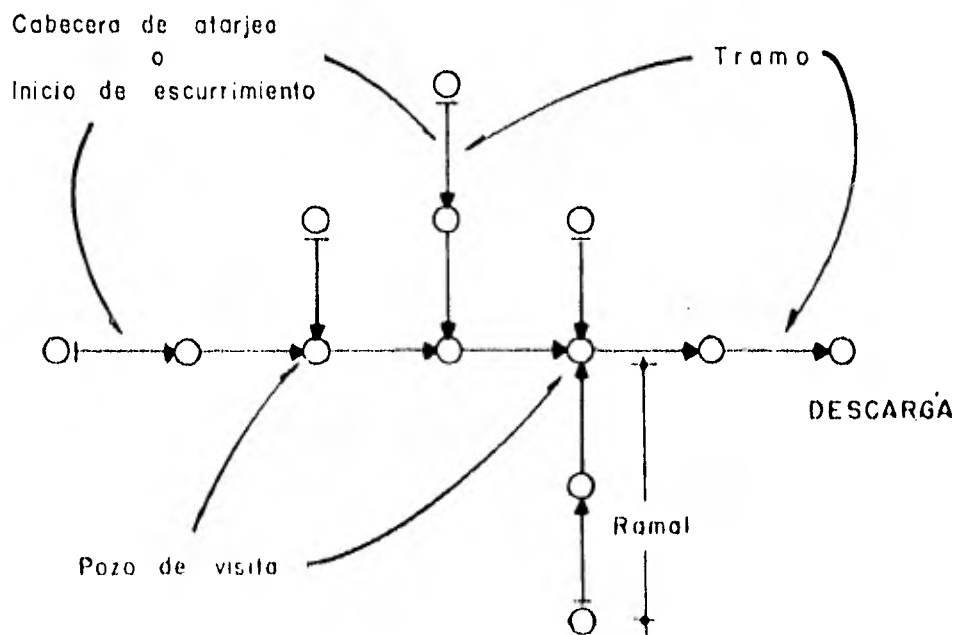


FIGURA 4.2 Nomenclatura

El número de tramo se asigna en el orden que será resuelta la red. Se inicia con el tramo que esté más alejado de la descarga hasta llegar a un pozo de visita. Se continúa la numeración desde la cabecera de atarjea de uno de los afluentes, hacia el mismo pozo. De no haber otro afluente, se continúa la numeración hacia aguas abajo del pozo. Ver por ej. figura 5.2.

En una red de drenaje pueden distinguirse tres tipos de tramos:

- 1) las cabeceras de atarjea, como el 1, 8 y 17, de la fig 5.2.
- 2) los tramos ubicados aguas abajo de un solo tramo, como el 2, 13 y 27, de la fig 5.2.
- 3) los tramos que se encuentran inmediatamente aguas abajo de una confluencia de dos o más ramales, como el 5, 12 y 23, de la fig 5.2

Para identificarlos se utiliza un indicador definido con base en el orden del tramo $i + 1$ e i de la siguiente manera:

$$\text{INDIC} = \text{N}^{\circ}\text{RDEN}_{i+1} - \text{N}^{\circ}\text{RDEN}_i$$

Los tramos que pertenecen a un mismo ramal se numeran con el mismo número de orden. Los ramales que son afluentes a un pozo de visita común se les asignan números consecutivos. Los tramos subsecuentes a un pozo de visita les corresponde un número de orden que difiera en más de una unidad.

Por tanto queda

$$\text{INDIC} - 1 \left\{ \begin{array}{ll} < 0 & \text{tramo del mismo ramal, caso 2.} \\ = 0 & \text{tramo de un ramal afluente, caso 1} \\ > 0 & \text{tramo subsecuente a un pozo de visita, caso 3} \end{array} \right.$$

Para comprender mejor la aplicación de estos criterios, vease por ejemplo la fig 5.2.

En este trabajo a los pozos en que hay una confluencia de más de un ramal, se les da el nombre de pozos de visita. Estos son numerados creciente y progresivamente, según el orden en que serán calculados, para su identificación.

LISTA DE VARIABLES

. INFORMACION GENERAL

NSTG	número de tramos en la red
NIE	número de inicios de escurrimiento (cabeceras de atarjea)
NP	número de pozos
NCTS	número de cotas a subdividir el intervalo de profundidades factibles
NDXP	número de diámetros a utilizar por estado (para la generación de alternativas).
ND	número máximo de diámetros distintos a considerar por etapa
XN	coeficiente de rugosidad de Manning de la tubería a emplear
D (J)	diámetro 'J', en m
B (J)	ancho de zanja que le corresponde al diámetro 'J', en m.
CTUB (J)	costo unitario del tubo de diámetro 'J', en \$/m
CEXC	costo unitario por concepto de excavación , en \$/m ³ .
CPØZ	costo unitario por concepto de construcción de pozos, en \$/m.

. INFORMACION CORRESPONDIENTE A LA RED

NØRDEN (I)	número de orden del tramo 'I'.
EO (IHI)	elevación de la cabecera de atarjea del ramal 'IHI', en m.
ELEV (I)	elevación del terreno en el pozo del tramo 'I', en m
XL (I)	longitud del tramo 'I', en m
Q (I)	gasto de diseño para el tramo 'I' , en lps.
NPØZØ (IPØZ)	número de los tramos que concluyen al pozo 'IPØZ'

INFORMACION SOBRE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO

HMIN	profundidad mínima a la que se puede encontrar la clave del tubo, en m
HMAX	profundidad máxima a la que se puede encontrar la clave del tubo, en m
VMIN	velocidad mínima, en m/s
VMAX	velocidad máxima, en m/s

VARIABLES QUE SE USAN EN EL PROGRAMA

I	lleva el conteo de los tramos
IPØZ	lleva el conteo de los pozos de visita con dos o mas afluentes
IHI	lleva el conteo de los ramales
NA	lleva el conteo de las alternativas generadas en una etapa
NTIPØ	indica si el tramo es una cabecera de atarjea o no
ICP	indica si el tramo está después de un pozo de visita con dos o más afluentes o no
NEA	número del estado inicial o de salida
NCS	número de la cota de salida
NDS	número del diámetro de salida
ALT (NA)	alternativa 'NA' generada en la etapa 'I' (estado del que proviene, cota de llegada y diámetro empleado).
PESØS	costo de la alternativa
ACUM (NA)	costo acumulado de la alternativa 'NA'.
REDØ (I, E)	estado 'R' de la etapa 'I' (estado del que proviene, cota de llegada y diámetro empleado).
CØTA (I, D)	cotas 'Ls' en que se subdividió el intervalo de profundidades factibles, correspondientes al tramo 'I'.
ØWØØ (I, E)	costo acumulado óptimo hasta la etapa 'I', correspondiente al estado 'E'.
ØØØ (I)	diámetro mínimo utilizado en la etapa 'I'
ØØØØ (IPØZ, Ø)	estado 'E' de salida correspondiente al pozo 'IPØZ' (cota y diámetro de salida).

KEDPØZ (IPØZ,K) estados, de cada tramo afluente al pozo 'IPØZ', de los que proviene el estado de salida 'K' del mismo pozo.

CSAL (IPØZ,K) costo acumulado óptimo hasta el estado 'K' del pozo 'IPØZ'.

Para identificar tanto los diámetros como las elevaciones, se hace uso de números enteros.

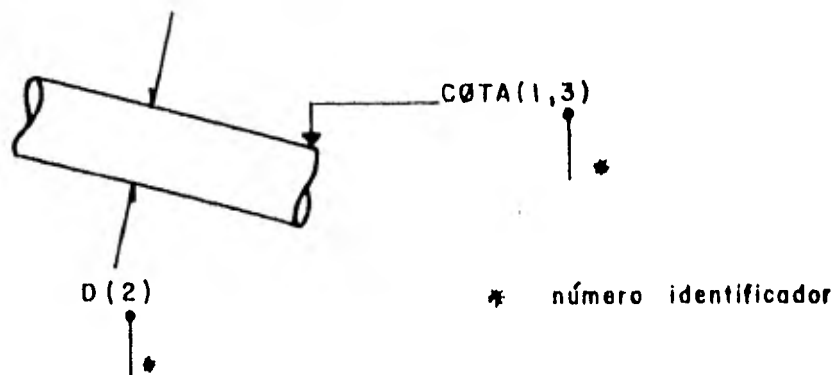
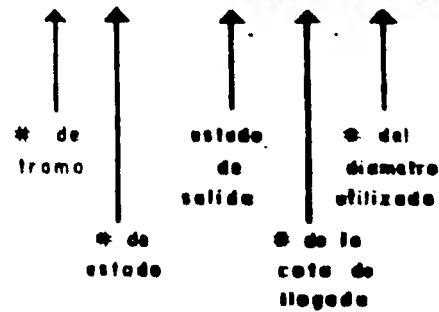


FIGURA 4.3

El manejo de los estados, costos y elevaciones se hace en forma matricial.

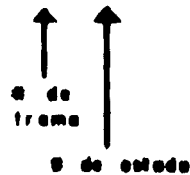
A cada etapa o tramo le corresponde un conjunto de estados, y a cada uno de estos un costo, una elevación, un diámetro y un número que indica el estado de salida que dió origen a este estado (para poder definir finalmente la "ruta óptima"). Manejando los costos por separado, a cada estado se le asigna un número entero de nueve dígitos que contiene toda esta información. El arreglo se muestra a continuación:

KEDO (3, 9) = 015002009



y el costo óptimo acumulado correspondiente

COSTO (3, 9) = 15 000.00



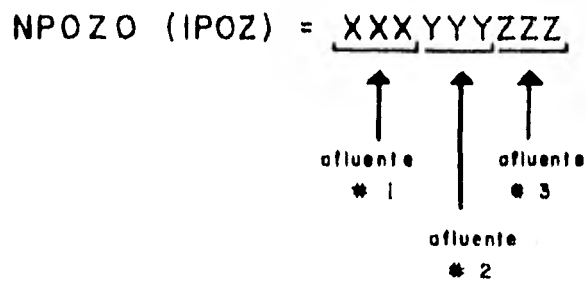
Como las alternativas solo se requieren conocer dentro de la misma etapa, se dimensiona como vector. La información que contiene es la misma que la del estado, esto es, por ejemplo

ALT (35) = 009001005

y el costo acumulado correspondiente

ACUM (35) = 21000.00

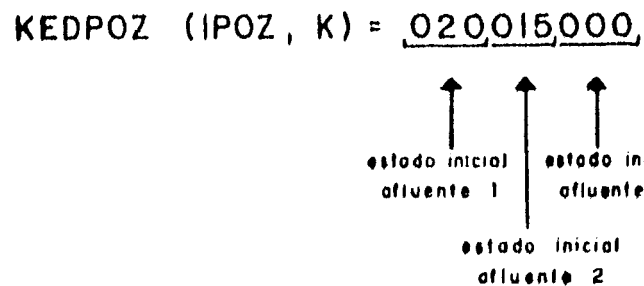
Por otro lado, la organización de los números de los tramos que confluyen a un pozo se hace de la siguiente forma.



Por ejemplo, si al pozo número 2, confluyen los tramos 7 y 11, queda

$$\text{NPOZO (2)} = 007011000$$

Ahora para conocer los estados, de cada tramo afluente al pozo IPOZ, de los que proviene un estado de salida K, del mismo pozo, se hace un arreglo como se muestra a continuación:



FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA

A grandes rasgos el programa funciona de la siguiente manera :

- 1) Lee toda la información referente a la red, elevaciones, longitudes, gastos y restricciones.
- 2) Establece condiciones iniciales ($I=1$; $IHI=1$; $IPOZ=1$)
- 3) Toma el ramal IHI y considera solo un estado de salida con profundidad mínima.
- 4) Toma el tramo I
- 5) Define el intervalo de profundidades factibles
- 6) Toma un estado inicial (estado final del tramo I-1)
- 7) Genera NDXP alternativas, a partir del estado inicial, revisa que sean factibles y calcula el costo acumulado de cada una de ellas (ACUM (NA)).
- 8) De haber más estados de salida, se regresa a 6. En caso contrario continúa con 9.
- 9) Escoge las alternativas que pertenecen a un mismo estado
- 10) Escoge la de menor costo y la asigna a la variable EEDO (I,K), el costo a $COSTO(I,K)$.
- 11) Imprime información correspondiente a cada uno de los estados del tramo I
- 12) De haber mas estados, se regresa a 9. En caso contrario continúa con 13.
- 13) Si $I \neq NSTG$ se continúa con el inciso 13. En caso contrario se continúa con el inciso 14.
- 14) Analiza el costo de cada uno de los estados de salida.

- . si $INDIC-1 = 0$ hace $I = I+1$, $IHI = IHI+1$
y regresa al inciso 3.
- . si $INDIC-1 > 0$ continúa con el inciso 15

- 15) Toma el pozo $IP\emptyset Z$
- 16) "Combina" los estados de los tramos que llegan al pozo de visita $NP\emptyset Z$ ($IP\emptyset Z$), ver capítulo 3.
- 17) Hace $I = I + 1$; $IP\emptyset Z = IP\emptyset Z + 1$ y regresa al inciso 4.
- 18) Termina.

DISEÑO OPTIMO

Una vez que el programa ha terminado, se cuenta con toda la información necesaria para determinar el diseño óptimo. Este proceso se hace por fuera del programa de la siguiente forma:

Del conjunto de estados de la última etapa, se escoge el que le corresponde menor costo acumulado. Esto con base en las restricciones que se hayan impuesto en la descarga. Después, con la ayuda de la variable de decisión, NEA , se determina el estado óptimo de salida, que es a su vez es el estado óptimo final, correspondiente al diseño óptimo, en la etapa $i-1$. Con esto se está en condiciones de conocer nuevamente la variable de decisión, y así en una situación semejante a la anterior para poder continuar hacia aguas arriba con el proceso.

Cuando en el proceso se encuentra un pozo de visita, se continúa por cada tramo alfuente según el estado óptimo final correspondiente indicado por $KEDP\emptyset Z$.

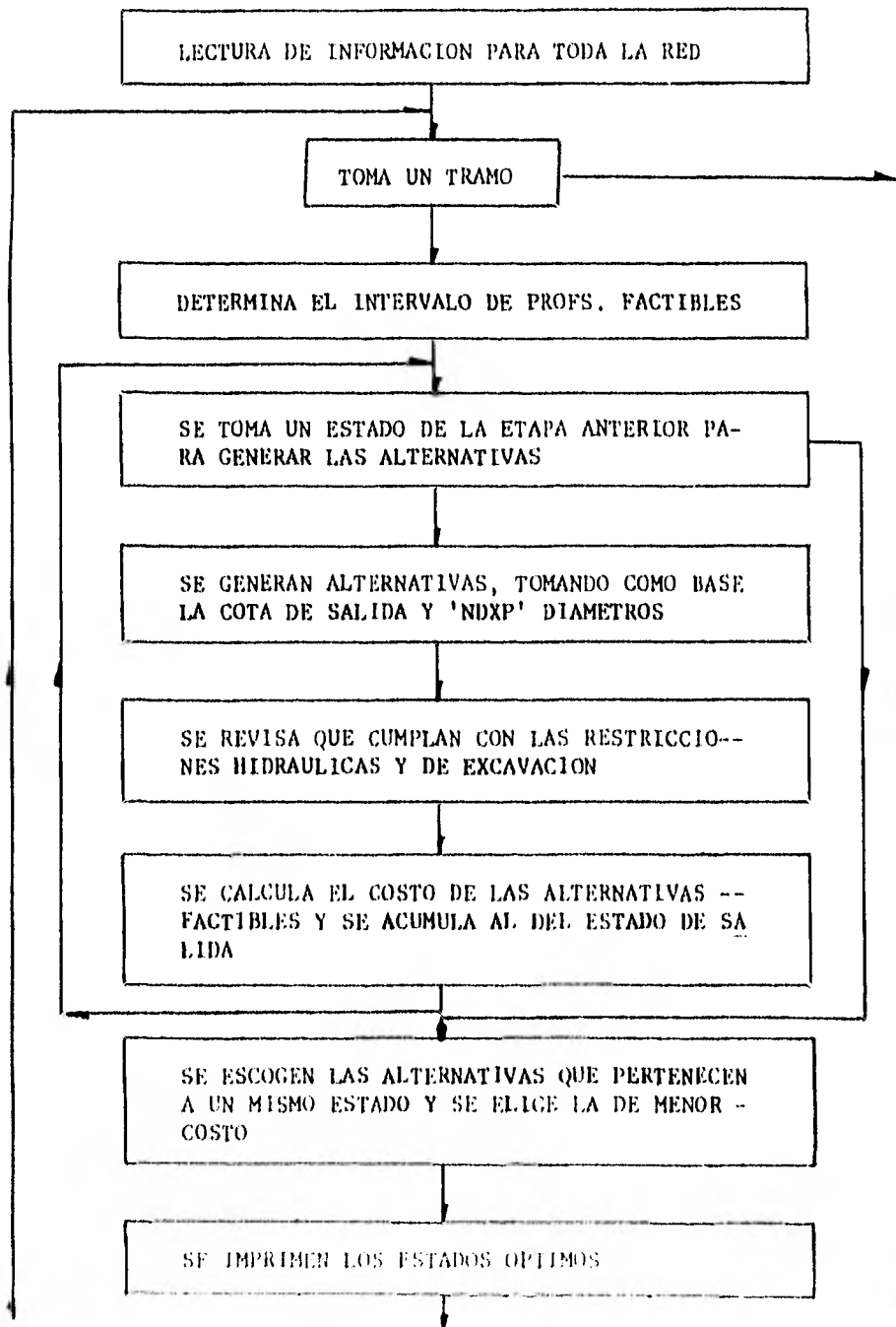
Así se tiene para el ejemplo 1 del capítulo 5 que

$$\begin{array}{rcl}
 \text{KED}\emptyset & (27,37) & = \underline{033} \ 015 \ 005 \\
 \text{KED}\emptyset & (26,33) & = \underline{036} \ 013 \ 005 \\
 \text{KEDP}\emptyset\text{Z} & (5,36) & = \underline{028}, \underline{001}, \underline{001}, \\
 & & \downarrow \quad \downarrow \quad \downarrow \\
 \text{NP}\emptyset\text{Z} & (5) & = \ 023 \ 024 \ 025 \\
 \\
 \text{KED}\emptyset & (25,1) & = \underline{001}, \ 015 \ 001 \\
 \text{KED}\emptyset & (24,1) & = \underline{001}, \ 015 \ 001 \\
 \\
 \text{KED}\emptyset & (23,28) & = \underline{023} \ 011 \ 005 \\
 \text{KED}\emptyset & (4,23) & = \underline{016}, \underline{001}, \underline{001}, \\
 & & \downarrow \quad \downarrow \quad \downarrow \\
 \text{NP}\emptyset\text{Z} & (4) & = \ 016 \ 022 \ 018
 \end{array}$$

Un ejemplo de la información que imprime el programa se muestra en la tabla 4.1.

ESTRUCTURA DEL PROGRAMA

La estructura general del programa se muestra a continuación



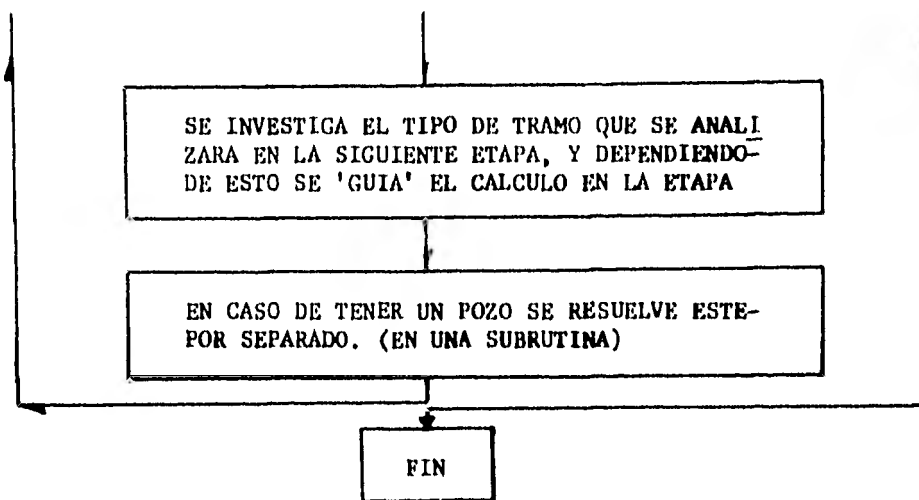


TABLA 4.1 EJEMPLO DE LOS RESULTADOS
CAJEZA DE ATARJEJA

TRAMO # 1.

ESTADO #	CLAVE DEL ESTADO	COTA DE SALIDA (M)	COTA DE LLEGADA (M)	DIAMETRO (M)	PENDIENTE	CASTO (LPS)	VELOCIDAD (M/SEG)	COSTO ACUMULADO (X133)
1	1001001	35.14	34.84	0.30	0.004000	61.16	0.87	31.76
2	1001002	35.14	34.84	0.38	0.004000	114.87	1.01	30.82
3	1001003	35.14	34.84	0.45	0.004000	180.31	1.13	54.54

TRAMO # 2

ESTADO #	CLAVE DEL ESTADO	COTA DE SALIDA (M)	COTA DE LLEGADA (M)	DIAMETRO (M)	PENDIENTE	CASTO (LPS)	VELOCIDAD (M/SEG)	COSTO ACUMULADO (X133)
1	1015001	34.84	34.74	0.30	0.001336	35.34	0.50	61.72
2	1016002	34.84	34.77	0.38	0.000997	57.35	0.51	72.11
3	1007003	34.84	34.70	0.45	0.000794	80.31	0.50	87.11
4	2004004	34.84	34.80	0.60	0.000590	149.16	0.53	117.18
5	3001005	34.84	34.81	0.76	0.000387	226.82	0.50	169.59

TABLA 4.1 CONTINUACION

TRAMO # 3

ESTADO #	CLAVE DEL ESTADO	COTA DE SALIDA (M)	COTA DE LLEGADA (M)	DIAMETRO (M)	PENDIENTE	GASTO (LPB)	VELOCIDAD (M/SEG)	CORTO ACUMULADO (XES S)
1	1015001	34.74	34.39	0.30	0.001658	66.00	0.93	107.32
2	1007002	34.74	34.61	0.38	0.001675	74.33	0.66	109.66
3	1005003	34.74	34.67	0.45	0.000929	81.41	0.55	121.91
4	2006002	34.77	34.64	0.38	0.001641	73.58	0.65	117.30
5	2004003	34.77	34.70	0.45	0.000895	85.31	0.54	132.11
6	2004004	34.77	34.70	0.60	0.000895	183.72	0.65	155.50
7	3003004	34.78	34.73	0.60	0.000726	165.42	0.59	160.79
8	3003005	34.78	34.73	0.76	0.000726	310.70	0.68	207.04
9	4002004	34.80	34.75	0.60	0.000556	141.82	0.51	190.28
10	4002005	34.80	34.75	0.76	0.000556	272.02	0.60	237.25
11	5001005	34.81	34.78	0.76	0.000387	226.82	0.50	280.53

CAJEZA DE ATARJIA

TRAMO # 4

ESTADO #	CLAVE DEL ESTADO	COTA DE SALIDA (M)	COTA DE LLEGADA (M)	DIAMETRO (M)	PENDIENTE	GASTO (LPB)	VELOCIDAD (M/SEG)	CORTO ACUMULADO (XES S)
1	1015001	35.01	34.92	0.30	0.001336	35.34	0.50	28.30
2	1004002	35.01	34.95	0.38	0.000977	56.78	0.50	35.27
3	1001003	35.01	34.96	0.45	0.000778	79.52	0.50	40.08

5. EJEMPLOS DE APLICACION

En este capítulo se presentan dos ejemplos. El primero es una red de alcantarillado existente, construída en una zona del D.F. . El segundo es un caso imaginario, que se utiliza para comparar este trabajo con el de Capella (ref 12), que emplea también la técnica de la programación dinámica. Por último, se hace un análisis de sensibilidad para mostrar la influencia de las variables que determinan el número de alternativas a estudiar (ND,NDXP, NCTS) en el costo del diseño óptimo.

Para presentar los resultados se usa la siguiente nomenclatura

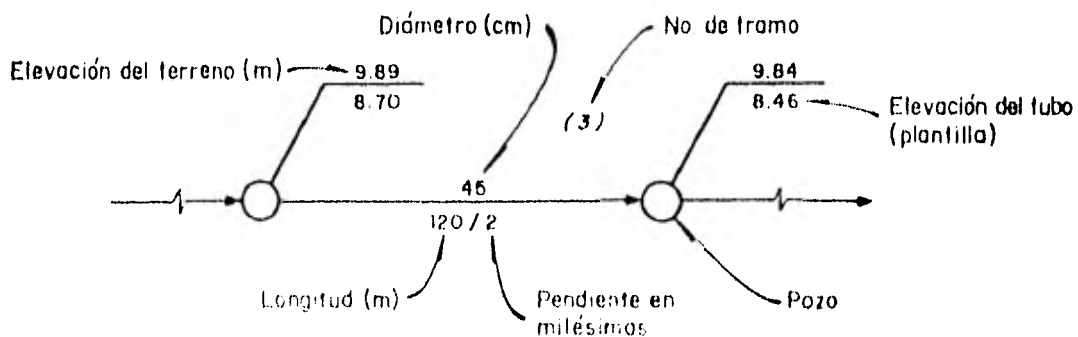


FIGURA 5.1

EJEMPLO 1 . Considerése el diseño de una red de alcantarillado pluvial ya construida, fig 5.3. Las restricciones para el diseño son:

Diámetro	mínimo	0.30 m	Velocidad mínima	0.5 m/s
Colchón	mínimo	1.26 m	Velocidad máxima	3.0 m/s
Colchón	máximo	3.00 m		

El coeficiente de rugosidad de la tubería empleada es $n = 0.013$

La red se numera como se muestra en la fig 5.2 . La información aparece en la tabla 5.1

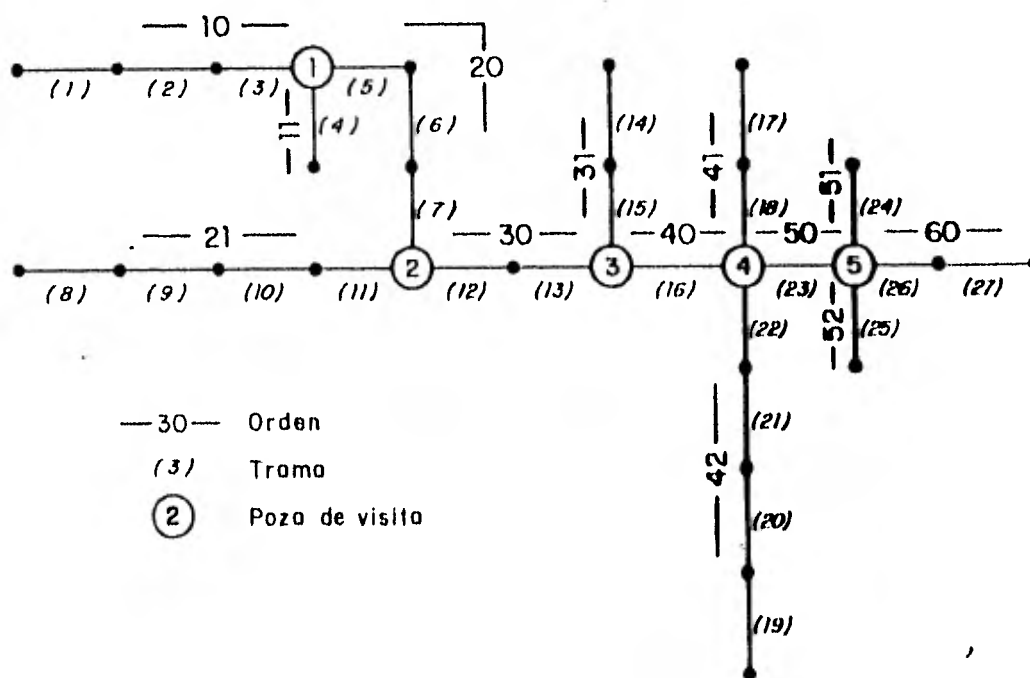


FIGURA 5.2

Para la aplicación de la programación dinámica se considera que $NCTS=5$, $NDXP = 3$, $ND = 5$.

Los costos por concepto de tubería, así como los anchos de zanja que se

toman para cada diámetro fueron tomados de una recopilación de costos (ref 21) y de las normas de la SRH (ref 20), respectivamente. El costo por concepto de excavación se supone de \$ 250.0 / m³, para cualquier profundidad a que se excave.

El diseño óptimo se muestra en la fig 5.4 y tiene un costo ,

por concepto de tubería

DIAM (m)	LONG (m)
0.30	984
0.38	141
0.45	- -
0.60	222
0.76	223

\$ 403,800.00

por concepto de excavación

VOLUMEN : 3403.13 m³

\$ 850,790.00

T o t a l : \$ 1'254,590.00

Como fué necesario discretizar las cotas, la solución obtenida puede mejorarse si se consideran óptimos los diámetros y con base en estos se calculan las cotas de todos los tramos, respetando las restricciones del diseño (ecs 3.9 y 3.10) .

Al aplicar este criterio, el volumen de excavación se redujo de 3 403.16 m³ a 3 255.70 m³ y por consiguiente, el costo bajó a \$ 1'217,724.98

El costo del diseño existente es,
por concepto de tubería

DIAM (m)	LONG (m)
0.30	574
0.38	415
0.45	216
0.60	142
0.76	223

416,694.00

por concepto de excavación

VOLUMEN : 3407.44 m³851,860.00

\$ 1'268,554.00

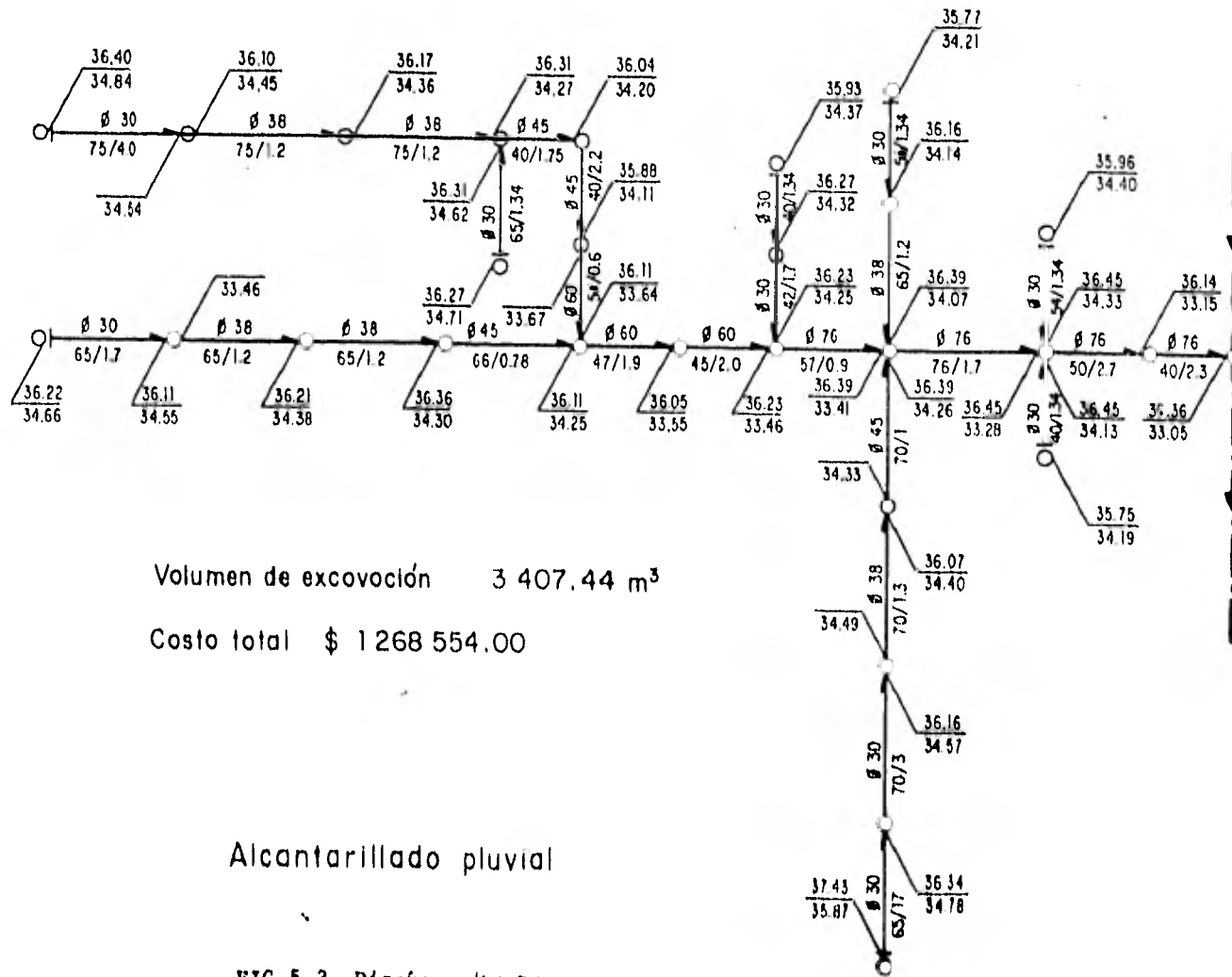
Si se comparan los costos totales, se observa un ahorro del 4.01% con el método propuesto.

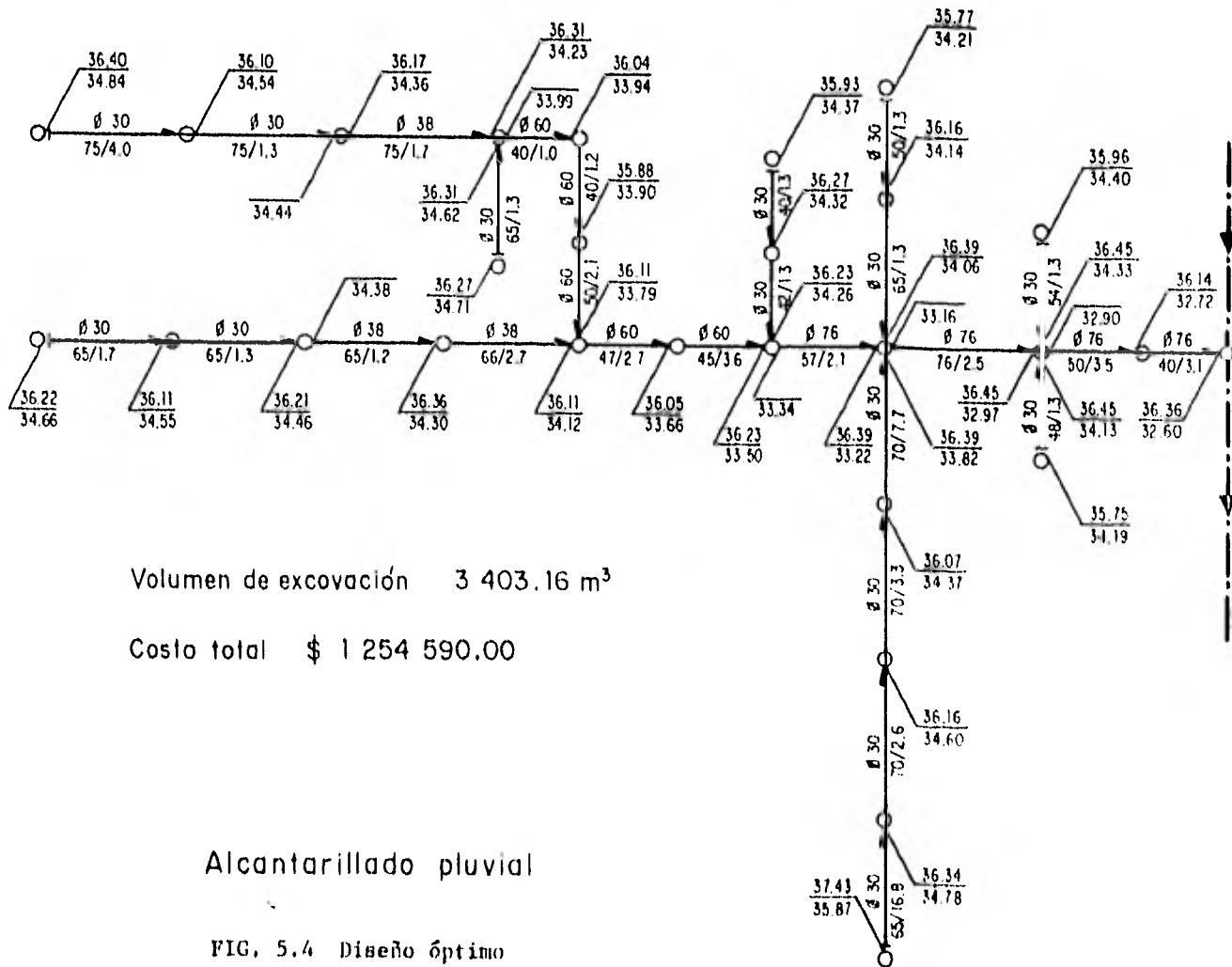
Tabla 5.1 Datos para el programa, ejemplo 1

Tramo	Orden	Gasto (lps)	TRAMO	ORDEN	GASTO (lps)
1	10	0.01	15	31	10.0
2	10	34.0	16	40	342.0
3	10	66.0	17	41	0.01
4	11	0.01	18	41	23.0
5	20	124.0	19	42	0.01
6	20	139.0	20	42	30.0
7	20	154.0	21	42	56.0
8	21	0.01	22	42	85.0
9	21	30.0	23	50	509.0
10	21	58.0	24	51	0.01
11	21	85.0	25	52	0.01
12	30	278.0	26	60	571.0
13	30	294.0	27	60	585.0

Tabla 5.2 Costos por concepto de tuberías y anchos de zanja correspondientes a cada diámetro

Diamétero (m)	Costo (\$/m)	Ancho de Zanja (m)
0.30	131.00	0.75
0.38	162.00	0.90
0.45	257.00	1.10
0.60	391.00	1.35
0.76	732.00	1.55
0.91	1 587.00	1.75
1.07	2568.00	1.90
1.22	3018.00	2.10
1.57	3650.00	2.45





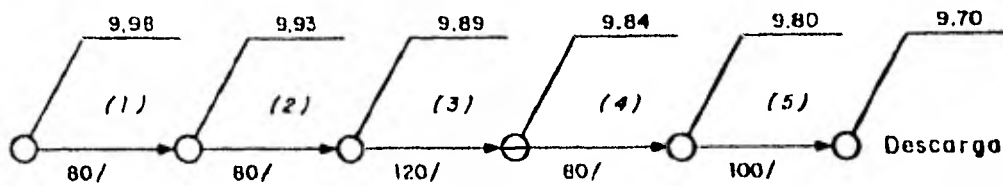
Volumen de excavación 3 403.16 m³

Costo total \$ 1 254 590.00

Alcantarillado pluvial

FIG. 5.4 Diseño óptimo

EJEMPLO 2. Considérese el caso particular de una línea de conducción, con las siguientes características



TRAMO	GASTO (lps)	Tubería con $n = 0.013$
1	36	
2	60	
3	108	
4	180	
5	300	

Las restricciones a que estará sujeto el diseño son:

Diámetro	mínimo	0.30 m	velocidad	mínima	0.6 m/s
Colchón	mínimo	1.0 m	velocidad	máxima	3.0 m/s
Colchón	máximo	3.0 m			

Los costos por concepto de tubería, anchos de zanja y costo por excavación que se consideran, serán los del ejemplo 1.

Para la generación de alternativas y estados se toman los siguientes valores, $ND = 5$, $NDXP = 3$, $NCTS = 5$.

Los estados de menor costo obtenidos al finalizar el tramo 5 se muestran en

la tabla 5.3 . Dependiendo de las restricciones que se impongan en la descarga, se escoge el estado óptimo factible. Si se supone que todos los estados de la tabla 3 son factibles, se escogería el estado 7, que implica un costo de \$ 331 800.00 . El diseño correspondiente se muestra en la fig 5.5.

Si se aplica el programa del Ing. Capella al mismo ejemplo, bajo las mismas condiciones, resulta que el diseño óptimo (fig 5.5) tiene un costo de \$ 441,228.07 .

El número de alternativas estudiadas en el programa de la ref 12 es $NT * (ND * NCTS)^2 = 3125$. En el método que se propone, se calcularon solo 76. En el caso extremo se hubieran hecho $NT * (ND * NCTS) * NDXP = 225$. La diferencia se traduce en el uso de un menor tiempo de máquina, como se muestra en la siguiente tabla

PROGRAMA	NCTS	COSTO ACUMULADO (\$ X E3)	TIEMPO DE MAQUINA (seg)
	5	441,23	2.5
COLECTOR	10	350.88	6.0
(Capella)	20	334.21	18.6
	50	325.44	90.2
	5	331.80	1.5
DRENAJE	10	331.88	2.2
(Programa que	20	313.12	2,6
se propone)	50	309.52	3,5

Teóricamente si se aumenta el valor de NCTS aún más, se llegarán a tener los mismos resultados en ambos programas pero el tiempo de máquina que necesitan uno y otro es muy diferente.

TABLA 5.3 Estado Óptimo, tramo 5, ejemplo 2,

ESTADO #	CLAVE DEL ESTADO	CANTIDAD (t)	COT/DE (L/FLA) (t)	LIMITADO (t)	PRIORIDADE	COSTO (L/S)	VELOCIDAD (M/SEG)	COSTO ALTERNATIVO (L/S)
1	40501	0.95	0.71	0.60	0.002387	300.00	1.00	350.39
2	40505	0.95	0.71	0.70	0.002387	503.49	1.24	417.20
3	40500	0.95	0.71	0.91	0.002387	910.95	1.40	527.72
4	20507	0.95	0.71	1.07	0.002387	1403.00	1.50	750.04
5	50405	7.40	7.21	0.70	0.001900	507.75	1.11	414.29
6	50400	7.40	7.21	0.91	0.001900	812.75	1.25	520.37
7	70503	7.05	0.71	0.45	0.001544	303.00	1.01	331.00
8	70404	7.05	7.21	0.60	0.001579	490.39	1.23	300.12
9	70305	7.05	7.71	0.70	0.001413	453.57	0.90	400.91
10	00500	7.05	7.71	0.91	0.001413	700.92	1.00	530.20
11	90507	7.05	7.71	1.07	0.001413	1015.50	1.20	690.33
12	100200	0.30	0.20	0.91	0.000920	507.40	0.07	672.07
13	100207	0.30	0.20	1.07	0.000920	874.01	0.07	707.70
14	110205	0.30	0.20	0.70	0.000920	351.02	0.77	620.10
15	120200	0.74	0.70	0.91	0.000434	390.83	0.60	770.79
16	120207	0.74	0.70	1.07	0.000434	601.95	0.67	691.70

ANALISIS DE SENSIBILIDAD. El resultado final del método propuesto es afectado por el valor que se le asigne a NCTS, ND y NDXP. Para observar que tan sensible es el método a estas constantes se muestran las figuras 5.6, 5.7 y 5.8 que hacen referencia al primer ejemplo y utilizan la información de la siguiente tabla

NCTS	ND	NDXP	COSTO (\$x E3)	% AHORRO	TIEMPO DE MAQUINA (seg)
5	5	3	1906.61	- 50.30	5.1
10	5	3	1314.47	- 3.62	10.7
15	5	3	1254.59	1.10	23.3
20	5	3	1211.76	4.48	31.4
30	5	3	1201.73	5.27	58.8
15	5	2	1254.75	1.09	17.0
15	5	5	1226.13	3.34	22.6
15	3	3	1228.60	3.15	10.3
15	8	3	1276.45	- 0.62	25.5
15	8	5	1276.13	- 0.60	32.6
15	8	8	1275.99	- 0.59	37.3

De la fig 5.6, se deduce que conforme se aumenta el valor de NCTS se logra un menor costo; pero llega un momento en que la disminución del costo no es tan notable como al principio y el tiempo de máquina requerido sí crece. Como ventaja del método propuesto se tiene que el tiempo de máquina aumenta en forma más o menos lineal y no exponencialmente como en otros métodos (ref 12).

En la fig 5.7 se puede observar que los menores costos se logran cuando NDXP es igual a ND y viceversa. Al parecer, con NCTS=15, el menor costo corresponde a ND=5 y NDXP=5.

No hay que perder de vista que las constantes NCTS, ND y NDXP son enteras

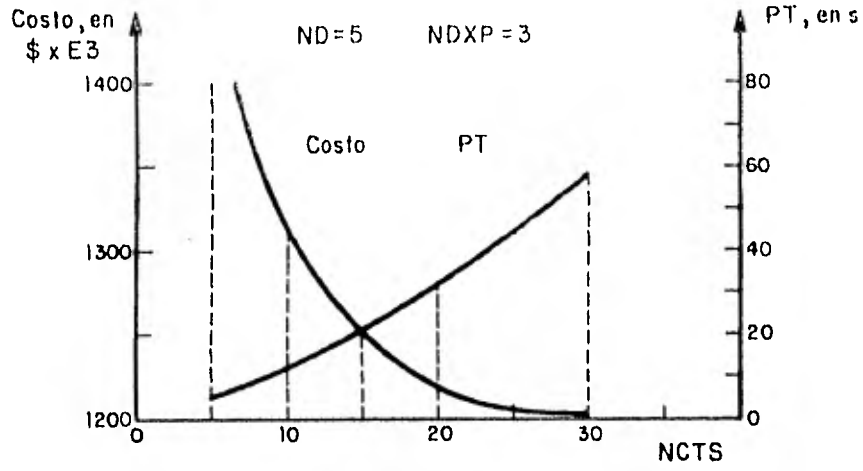


FIG. 5.6 Análisis de sensibilidad

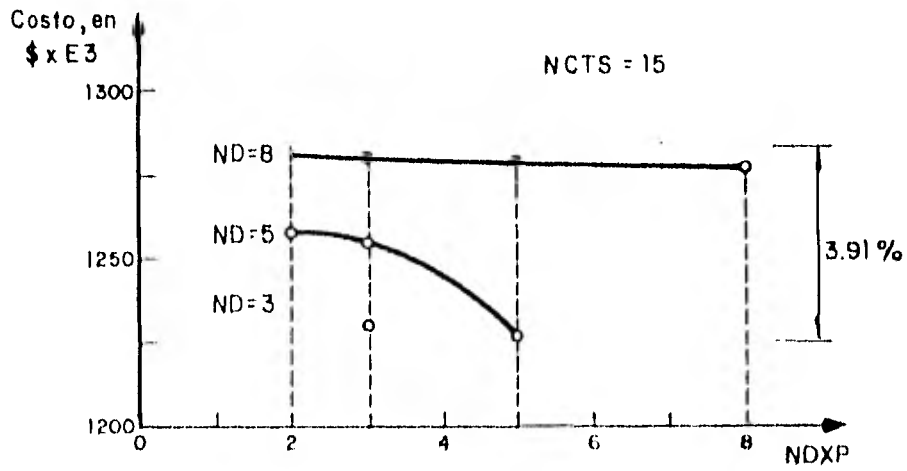


FIG. 5.7 Análisis de sensibilidad

y que las gráficas que se muestran no son más que una mera representación.

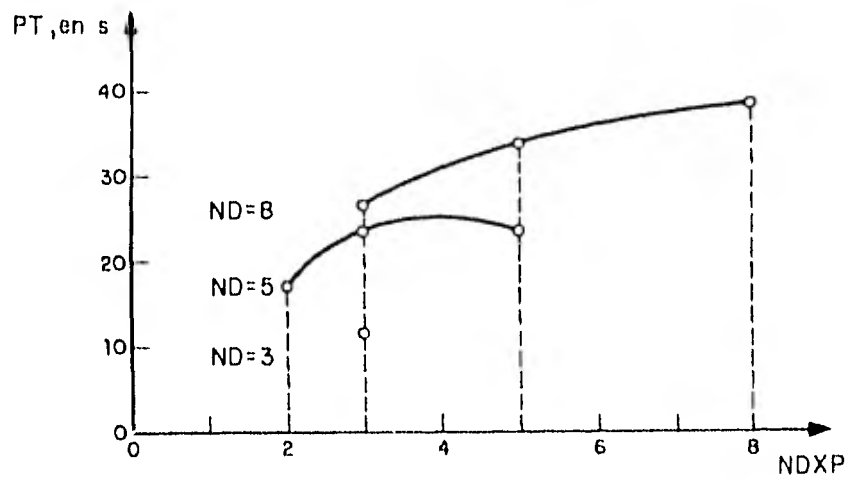


FIG.5.8 Análisis de sensibilidad

Comparación, de tiempo de máquina.

6. CONCLUSIONES

Al combinar la experiencia adquirida por la práctica común, en el diseño de redes de alcantarillado, con las técnicas que la computadora permite utilizar actualmente (como la programación dinámica), pueden obtenerse buenos resultados.

Por ejemplo considérese el presente trabajo, en el cual la experiencia permite reducir considerablemente el número de combinaciones a estudiar (esto hace que el método de la programación dinámica, cuya limitante de aplicación es el número de cálculos a realizar, sea más accesible) y además, mejorar la precisión del método, sin aumentar notablemente el tiempo de cálculo necesario. Las comparaciones que se hacen en el capítulo 5 de este trabajo pueden ayudar a comprender mejor lo dicho.

Como nota aclaratoria cabe mencionar que Merrit y Bogan (ref 11) obtuvieron un porcentaje de ahorro del mismo orden al que se logró en este trabajo.

Por el hecho de tener que discretizar las elevaciones los diseños que se obtienen son subóptimos. El error que se puede cometer es variable. Obsérvese en la tabla del análisis de sensibilidad como se comporta el por-

centaje de ahorro con respecto a una solución subóptima (el diseño existente).

Price (ref 18), para compensar el error de precisión, propone un método iterativo con el fin de reducir el intervalo de profundidades factibles, con base en la solución subóptima obtenida anteriormente, hasta que la diferencia en costos entre una iteración y otra no sea mayor a un cierto error permitido.

En el presente trabajo se toma otro criterio. Con base en los diámetros óptimos obtenidos se recalculan las elevaciones de llegada de cada tramo, sin que ahora estén estas obligadas (como en el caso de la discretización). En el ejemplo 1 del capítulo 5 esto reditúa en un ahorro del 2.94% con respecto al diseño subóptimo anterior y en un 4.01%, en lugar del 1.10%, con respecto al existente.

Todos los ahorros que se registran en el análisis de sensibilidad no consideran este criterio, de ahí que en general sean bajos.

Al estudiar los resultados del análisis de sensibilidad (fig 5.7) parecería que hay una incongruencia en el método, por no comportarse este conforme a la "lógica". Al aumentar el valor de ND el costo subóptimo del diseño aumenta en vez de disminuir. Lo que sucede es que se abre el intervalo de profundidades factibles y se pierde precisión en la discretización. Por lo tanto la solución se aleja de la óptima. El efecto es al contrario si se toma un ND menor. Este comportamiento se advierte en la figura 5.7.

Hasta el momento se ha aplicado el método a dos casos, uno real y otro supuesto. Obteniéndose buenos resultados.

Se recomienda aplicarlo a más casos, tanto para comprobar la utilidad del método, como para determinar el grado de precisión que se puede obtener con él. En el caso de los costos de bombeo se puede utilizar el método de Price (ref 18) para reducir el intervalo de profundidades factibles y así obtener una solución más precisa. Este método se puede aplicar a los casos de diseño de redes de distribución de agua potable y de aguas residuales.

Por último se sugieren algunas mejoras que pueden hacerse al programa de computadora para hacerlo más general y apegado a la realidad .

- 1) Considerar, en la función costo, conceptos como son: los pozos, la excavación a diferentes profundidades, los rellenos y los acarreos.
- 2) En caso de pendientes de terreno muy grandes, que proponga el tamaño de la caída necesaria y tome en cuenta sus efectos en el costo de la alternativa
- 3) Dar opción a que las restricciones de excavación, HMIN y HMAX, pueden cambiar de un tramo a otro, dependiendo de las características del terreno.
- 4) Que una vez terminado el último tramo pueda "regresar" y encontrar todo el camino óptimo.
- 5) Que además, una vez encontrados los diámetros óptimos, aplique el criterio de depuración mencionado anteriormente.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- 1) Liebman, J.C., "A. Heuristic Aid for Design of Sewer Networks", Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE, Vol 93, No 544, Aug., 1967.
- 2) Argaman, Y., Shamir, U. and Spivak, E., "Design of Optimal Sewerage Systems", Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, Vol. 99, EE5, 1973.
- 3) Domínguez, R., "Manual de Hidráulica Urbana", informe interno del Instituto de Ingeniería, Dic., 1981.
- 4) Deninger, R.A., "Computer Aided Design of Waste Collection and Treatment Systems", Proceedings of the Second Annual American Water Resource Conference, Nov., 1966.
- 5) Fisher, J.M., Karadi, G.M., and Mc Vinnie, W.N., "Design of Sewer Systems", Water Resource Bulletin, Vol 7, No 2, Apr., 1971.
- 6) Holland, M.E., "Computer Model for Wastewater Collection Systems", Thesis presented to Harvard Univ., at Cambridge, Mass., in 1966, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 7) Dajani J. S., Gemell R., and Morlok E.K, "Optimal Design of Urban Wastewater Collection Networks". Journal of Sanitary Engineering Division. Dec., 1972.
- 8) Bonilla, U.; "Optimización de Redes". Centro de Educación Continua Facultad de Ingeniería - UNAM, México, D.F. Agosto 1980.
- 9) Haith D., "Vertical Alignment of sewers and Drenaje Systems by Dynamic Programming", Thesis presented to the Massachusetts Institute of Technology, at Cambridge, Masa., in 1966, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
- 10) Walsh, S., and Brown, L., "Least Cost Method for Sewer Design", Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, Vol 99, EE3, 1973.
- 11) Merritt, L., and Bogan, R., "Computer - Based Optimal Design of Sewer Systems", Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, Vol 99, EE1, 1973.
- 12) Bonilla, U., "Una Aplicación de Programación Dinámica al Diseño de Redes de Drenaje Urbano". Instituto de Ingeniería, UNAM .Julio 1980.
- 13) Bellman, R., and Dreyfus, S., Applied Dynamic Programming, Princeton University Press, Princeton, N.J., 1962.

- 14) Hillier, F.A., and Lieberman, G.J., "Introduction to Operation Reserch", Holden - Day, Inc., Second Edition.
- 15) Nemhauser, G.L., "Introduction to Dynamic Programming", John Wiley and Sons. Inc., New York, N.Y., 1966.
- 16) Kaufman, A. y Cruon, R., "La Programación Dinámica", CECSA, 1969.
- 17) Gerez greizer, V., "Aplicaciones de la Computadora a la Simulación y Optimización; Programación Dinámica", Centro de Educación Continua, DESFL, Marzo 1978.
- 18) Price, R.K., "Design of Stormsewers for Minimum Construction Cost", International Conference on Urban Storm Dreinage, Southampton, 1978.
- 19) Gutiérrez Manrique, E., "Algunos Métodos para la Determinación de Política de Operación de Compuertas en una Presa", Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener título de Ingeniero Civil, 1981.
- 20) S.R.H., "Normas de Proyectos para Obras de Alcantarillado en Localidades Urbanas de la República Mexicana", Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, México, D.F., 1976.
- 21) González, R. y Peimbert, J.B., "Costos y Materiales", México, Octubre 1981.

RECONOCIMIENTOS

Al Ing. Ramón Domínguez Mora, director de esta tesis, por su ayuda y consejos.

Al Ing. Víctor Franco, por su valiosa cooperación .

Al Instituto de Ingeniería, por las facilidades proporcionadas para el desarrollo de este trabajo.