

ANALES DEL INSTITUTO DE INGENIEROS

NOTAS CRÍTICAS

sobre el empleo de los tubos atornillados para los machones de los puentes grandes de la línea de Parral a Cauquenes.

Al momento de proceder a la construcción de los machones de los puentes grandes de la línea de Parral a Cauquenes, que se hacen con tubos atornillados de diámetro pequeño, tuve que estudiar estos tubos bajo el doble punto de vista de su estabilidad una vez colocados i de su conjunto formando machones, i de las diversas resistencias que habrá que vencer para colocarlos.

No creo sin interés dejar aquí apuntados los resultados de este doble estudio, puesto que conociendo por una parte la naturaleza del terreno en sus diversas capas, i el peso que deben después soportar los machones, podrán estos cálculos completarse, i hasta comprobarse luego en la práctica. Además los cálculos me conducen a criticar ciertos detalles de construcción de los machones, i de los puentes en jeneral; i si las partes ya ejecutadas de la ferretería de estos puentes no permiten su modificación, por lo ménos en lo futuro se podrá, por las dobles consideraciones prácticas i teóricas, sacar reglas simples relativas a esta clase de pilotaje.

En el exámen de los esfuerzos soportados i de las reacciones verticales desarrolladas por estos tubos, hai que considerar dos situaciones especiales.

1.^a El tubo cuando se atornilla, i estudio de las fuerzas que es menester desarrollar para conseguir dicho resultado, dado la hondura i la clase del terreno.

2.^a La fuerza pasiva, si puedo decir así, la reaccion vertical del tubo colocado, respecto a las reacciones del terreno, i por consiguiente el peso útil que puede soportar, correspondiente a ciertos coeficientes del trabajo del terreno.

Aunque esta segunda accion, la fuerza pasiva del tubo, a parezca ser funcion directa de la fuerza desarrollada para atornillarlo, no lo es en la práctica, por las razones siguientes:

Al atornillarse el tubo, al terreno (siempre entiendo el terreno al momento de concluir la operacion, i por consiguiente él en que debe quedar definitivamente el tornillo) debe abrirse, quebrarse alrededor de la rosca, i de la punta de fierro en forma de cono. Una vez colocado, el terreno debe trabajar solo con un coeficiente reducido que asegure la estabilidad del puente. •

Al atornillarse, el tubo da vuelta; despues no lo puede hacer, por estar remachado con el cabezal de fierro. El modo de resistencia del terreno, es diferente en los dos casos, puesto que en el primero hai resbalamiento sobre el terreno que hace oficio de tuerca, i en el segundo, hai hundimiento.

Por eso, es mas natural estudiar primero la fuerza de resistencia, la reaccion vertical útil del pilote colocado, puesto que de esta resistencia que debe oponer, se deducen mas o ménos las condiciones en que debe atornillarse i las fuerzas necesarias para ello.

Ademas, hai que quedar completamente seguro que el esfuerzo desarrollado por los hombres al cabrestante es suficiente para enterrar el tornillo en una capa de terreno i en condiciones tales que despues el terreno trabaje con un coeficiente que no presente peligro.

Podria suceder que, al atornillar el tubo, este parezca firme, i que despues se hunda, por ser menor la accion de la fuerza desarrollada por los hombres, que la del peso que debe soportar el pilote, defecto que seria difícil subsanar.

1.º RESISTENCIA AL HUNDIMIENTO DEL TUBO UNA VEZ COLOCADO

El tubo, una vez atornillado, no puede mas, como lo dije, dar la vuelta, por estar remachado al cabezal de fierro. Entonces, se hunde, se va quebrando verticalmente el terreno, por la doble accion de la punta de fierro en forma de cono, que hace cuña en el terreno, i de la rosca que ofrece una resistencia vertical al hundimiento.

El terreno en que estarán atornillados los tubos (este terreno es casi igual para todos los puentes). Se compone (fig. 1) de una capa de terreno pantanoso de 1 a 3 metros de hondura, despues viene una capa de arcilla negra mas o menos arenosa, que no puede servir de apoyo de la rosca del tornillo de 1 a 2 metros de hondura, i en fin una capa (que segun las escavaciones hechas para los estribos i los sondajes, debe seguir mui abajo) de tosca medianamente dura, color amarillo sucio, mezclada de capas arenosas, i hasta de arena negra pura. Esta capa, en todos los puentes, principia a una hondura que varía de 4^m50 (Unicareu, 2.º puente) la a 5.50 (Titivilo) i es que debe recibir el tornillo del tubo.

Los cimientos de los estrivos van alguna vez hasta la hondura de 6^m30 (Titivilo). Contaré entónces con una hondura, comun de 6^m50 para posicion media del tornillo.

Este terreno, segun su naturaleza, no puede trabajar con seguridad en construcciones anchas, a mas de 2.5. ks. por cm² i aun este coeficiente puede parecer exagerado.

En los estribos, el coeficiente de trabajo varia de 1.5 k a 1.8. k. En los machones con tubos atornillados, creo que en ningun caso, se puede pasar el coeficiente de 2.000 ks. por cm². por la razon que el pasaje de los trenes motiva vibraciones i movimientos que, a la larga, destruyen el terreno produciendo el aflojamiento del tornillo. I como el terreno de tosca no es elástico, el tornillo llega a moverse en su caja, lo que compromete la seguri-

dad. Otra razón es que las aguas, siguiendo la superficie del tubo, lo que le es facilitado por los incesantes movimientos laterales, se abrirán luego camino hasta la rosca, haciendo así el terreno más blando. Estimo entonces que, como seguridad, no se puede pasar el coeficiente de trabajo de 2,000 ks. por cm^2 . lo que es confirmado por las experiencias directas que hice respecto a la resistencia límite del terreno, que se rompe entre 8. ks. i 9. ks. por cm^2 más o menos a la compresión.

El frotamiento del tubo contra el terreno en contacto, una vez atornillado, en todo el largo enterrado debe entrar en cuenta con un coeficiente reducido, puesto que los movimientos incesantes e inevitables del tubo en la parte superior, en un terreno barroso i arcilloso, harán que luego, principalmente en verano, no habrá contacto perfecto entre el tubo i el terreno.

Además, en algunas partes, el terreno es arcilloso en alto grado, aun arcilla pura i muy húmeda, lo que reduce el frotamiento.

En los cálculos tuve que tomar en cuenta estas consideraciones i estudié solo el frotamiento del tubo en la parte inferior, en la segunda mitad enterrada de él.

1.º *Acción del cono inferior en el terreno.*—Las dimensiones de este cono son (fig. 2).

Alto $0^{\text{m}}45$. radio superior $0^{\text{m}}15$; lado $0^{\text{m}}474$

$$\text{Angulo } \frac{\alpha}{2} = 18^{\circ}25' \quad \alpha = 36^{\circ}50'$$

$$\text{Sin } \frac{\alpha}{2} = 0.316 \quad \text{cos } \frac{\alpha}{2} = 0.9487$$

$$\text{Sin } \alpha = 0.60 \quad \text{cos } \alpha = 0.80$$

La resistencia que encuentra el cono al enterrarse es dada por la fórmula

$$x = \frac{\Sigma Q (\text{Sin } \alpha (1 - \mu^2) + 2\mu \text{cos } \alpha)}{\text{cos } \frac{\alpha}{2} - \mu \text{Sin } \frac{\alpha}{2}} \quad (\text{a})$$

siendo μ el coeficiente de frotamiento del fierro con la tierra igual a 0.42 (*P. Dulos mecanique de l'Ecole des Arts et metriers*) i ΣQ la reaccion del terreno.

Por lo que es de ΣQ tenemos, siendo S la superficie del cono en cm.²

$$\Sigma Q = \frac{1}{2} S \times \text{ks. } 2.000 = \frac{1}{2} 3.14 \times 0.15 \times 0.474 \times 200 \times \text{ks. } 20000 \\ = \text{ks. } 2232.540$$

En efecto, cada elemento de fuerza vertical: ΔP corresponde a dos elementos de resistencia; ΔQ aplicados en dos elementos de superficie, ΔS colocados a las dos estremidades de un mismo plan diametral, así que se debe considerar la presión contra el terreno solo en la mitad del cono.

Con el valor de ΣQ , sacamos:

$$x = 2232.540 \text{ ks. } \frac{0.60 (1 - 0.42^2) + 2 \times 0.42 \times 0.80}{0.9487 - 0.42 \times 0.316} = 3179.100 \text{ k.} \\ \text{Sea } 3180 \text{ ks.}$$

2.º *Accion de la rosca del tornillo.*—La rosca del tornillo tiene un desarrollo medio de 300, i un ancho variable entre 0^m05, 0^m10 i 0^m18.

El cálculo de la superficie da, mui aproximadamente

$$S = 3280 \text{ cm.}^2$$

i β , el ángulo medio de la inclinación de la hélice, será

$$\text{tg. } \beta = \frac{0.60}{3.00} = 0.20$$

Siendo 0^m60 la distancia vertical entre el principio i el fin de la rosca, sacamos:

$$\beta = 11^{\circ}20' \quad \cos \beta = 0.98$$

El esfuerzo constante vertical de la rosca suponiendo siempre que el terreno trabaje a 2.000 ks. por cm.² será:

$$y = 3280 \text{ cm.}^2 \times 0.98 \times 2.000 \text{ ks.} = 6428.8. \text{ ks.} \quad \text{Sea } 6330 \text{ ks.}$$

i el esfuerzo total de la punta con tornillo, será

$$R = x + y = 3180 \text{ ks.} + 6430 \text{ ks.} = 9610 \text{ ks.}$$

3.º *Frotamiento del tubo en su largo total i en su mitad inferior.*—Se puede fácilmente establecer una fórmula simple que de el frotamiento en una porcion cualquiera del largo del tubo.

Si llamamos 2φ el ángulo del chaflan natural de las tierras, el prisma de mayor presion hará un ángulo φ con la vertical. A la hondura h , contada desde arriba (fig. 3 i 4) el elemento cilindrico de alto dh soporta una presion dp , i con solo diferencias del segundo órden, siendo

$$e = dh \sin \varphi$$

el espesor del tramo de cono hueco, tendremos, llamando D la densidad del terreno

$$dp = \pi Dh \operatorname{tg.}^2 \varphi r (2r + h \operatorname{tg.} \varphi) dh$$

de donde

$$p = \pi D \operatorname{tg.}^2 \varphi \int_0^h (2r + h \operatorname{tg.} \varphi) dh$$

$$= \pi r D \operatorname{tg.}^2 \varphi h^2 + \frac{1}{3} \pi D \operatorname{tg.}^3 \varphi h^3$$

$$p = \frac{1}{3} \pi Dh^2 \operatorname{tg.}^2 \varphi (3r + h \operatorname{tg.} \varphi) \quad (1)$$

En el caso particular de ahora, basta tomar de

$$h_0 = \frac{1}{2} a' h_2 = h = 6^m 50$$

para tener el valor total de la presión, lo que da, todos cálculos hechos

$$P = \frac{1}{24} \pi D h^2 \operatorname{tg}^2 \varphi (6r + h \operatorname{tg} \varphi) \quad (2)$$

Aquí tenemos

$$D = 1800 \text{ kl.}$$

$$h = 6^m 50$$

$$2\varphi = 25^\circ \quad \varphi = 12^\circ 30' \quad \operatorname{tg} \varphi = 0.2217$$

$$r = 0.15 \text{ radio del tubo}$$

de donde

$$P = \frac{1}{24} 3.1416 \times 1800 \times 6.5^2 \times 0.2217^2 (6 \times 0.15 + 6.50 \times 0.2217) = 1131 \text{ kl.}$$

Como el coeficiente de frotamiento para el hierro con la tierra es más o menos 0.42, la reacción vertical provocada por el frotamiento será

$$1131 \text{ ks.} \times 0.42 = 475 \text{ kl.}$$

i la resistencia total al hundimiento será

$$R_t = x + y + 475 \text{ ks.} = 9610 + 475 = 10085 \text{ kl.}$$

i para los 6 tubos que componen el machon

$$10085 \times 6 = 60510 \text{ kl.}$$

2.º PESO DE LA SUPERSTRUCTURA METÁLICA I PESO ACCIDENTAL

El peso total soportado por un machon comprendiendo también el peso del machon se dividirá así, según el proyecto:

	kls.
Peso de los tubos del cabezal.....	7394.5
Peso de los tornillos de fundicion.....	1290
Peso del concreto al interior de los tubos.....	7560
	<hr/>
Peso del machon.....	16240.5
Peso de las vigas de superestructura indicado por el proyecto:	
Fierro elaborado.....	7100
Id. de fundicion.....	268
	<hr/>
Peso del tramo, sin la vía.....	23612.5
Peso de la vía, 260 ks. \times 12 =	3120
	<hr/>
Total del peso constante.....	26732.5

Peso accidental

La carga mas desfavorable con máquinas pesando sin tender 45 toneladas corresponde a una carga uniformemente repartida de 4.5 toneladas por metro lineal de puente (Hausser et Cunq. Statique Graphique), sea para un tramo 4500 ks. \times 12 =

	54000
	<hr/>
Total del peso constante i accidental.....	80732.5
	<hr/>
Sea, número redondo.....	81000

Aquí no tomé en consideracion el esfuerzo del viento, aunque siempre atravesado (los puentes están todos colocados de este a oeste). Esto daría una componente vertical que considero despreciable. El solo efecto del viento que deba tomarse en cuenta, i aquí no es el momento, es el movimiento lateral que

los grandes temporales del norte comunicarán a la parte superior de los puentes, haciendo mas sensible la falta de adhesion de la parte superior de los tubos con el terreno.

De lo que precede se ve que para la clase de terreno que se va a encontrar a la hondura de 6^m50 i en que están hechas las fundaciones de los estribos (tosca medianamente dura mezclada con arena negra) aparece débil el pilote, con la condicion de un trabajo del terreno de 2.000 ks. por cm.². El trabajo en este caso asciende a 2.600 ks. Ciertamente es tambien que el peso de 54000 ks. como peso accidental es un poco subido, puesto que las máquinas del servicio ordinario serán mas livianas, de modo que 2.600 ks. por cm.² llega a ser un trabajo accidental que se admite superior al trabajo corriente.

Sin embargo, notando que ya 2.000 ks. es superior al trabajo del terreno en los estribos, habría sido mejor preveer para esta clase de terreno una rosca del tornillo mas ancha, hasta 0.25 ks. i aun 0.30, siendo con una rosca mas ancha la seguridad mucho mas grande, i poco superior el trabajo para atornillar el tubo

La rosca actual que tiene 0^m18 en la parte mas ancha i 0.15 de ancho medio en la segunda mitad superior, conviene a terrenos de tosca bien firme, que pueda trabajar hasta 3 i 4 ks. por cm.², sin peligro, i que se quiebre a una presion de 12 a 16 ks. por cm.², como se encontraria a una hondura mucho mas grande, i se encontró en diversas partes de la línea, en los fosos a poca hondura.

Seguro es tambien que podrian ir a una hondura superior a 6^m50, a buscar una tosca mas dura. Pero ya, tómesese en cuenta que con 6^m50 el tornillo está enterrado de 2 metros mas o menos en la tosca medianamente dura, i que dicha capa sigue mui honda; que atornillar mas abajo en un aumento de trabajo bastante grande, i tambien aumenta el peso del tubo. Asi es que habria sido mas económico hacer la rosca de los tornillos mas anchas.

3.º FUERZA NECESARIA PARA ATORNILLAR LOS TUBOS

¿Cuál será ahora la fuerza que será menester desarrollar para atornillar los tubos hasta la hondura de 6^m50, en el terreno previsto i en las condiciones de estabilidad definitiva ya estudiadas?

Cierto es que se debe considerar la operacion solo en el último período, al momento de concluir, cuando ya está el tornillo cerca de su posicion definitiva, asi que las resistencias, los fro-tamientos, tendrán lugar con una hondura de 6^m50, i en terreno ya considerado.

Aquí, como lo dije anteriormente no se debe adoptar para el terreno el coeficiente de 2 ks. por cem.², sino el de 8 ks. que corresponde a la ruptura del terreno, puesto que debe abrirse, quebrarse, bajo la doble accion de la punta en cono i del tornillo.

La relacion entre la fuerza exterior P (la de los hombres al cabrestante) i las resistencias interiores ΣQ , del tornillo, será dada por la fórmula simple

$$PR = r\Sigma Q \operatorname{tg} (\alpha + \rho) \quad (3)$$

por la cual se supone implícitamente que el terreno, dando pasaje al tornillo, hace oficio de tuerca. La fuerza ΣQ debe consultar la resistencia del terreno al abrir esta tuerca.

En la formula anterior, representan P la fuerza exterior desarrollada por los hombres al cabrestante.

R el radio de accion de esta fuerza.

r el radio medio del tornillo.

ΣQ la suma de las resistencias por vencer.

α el ángulo de la hélice de la rosca ρ el ángulo de frota miento.

Se supone el tornillo de rosca cuadrada.

Las reacciones ΣQ se componen:

1.º De la fuerza necesaria para que entre el cono inferior en el terreno, con un esfuerzo de 8 ks. por cm.²

2.º La fuerza necesaria para que el tornillo entre en el terreno. Por la forma misma del tornillo, se puede considerar como correspondiente a un rectángulo de 0^m35 × 0^m04 que entraría en el terreno siempre con una fuerza de 8 ks. por cm.²

3.º En fin, el frotamiento del terreno en todo el largo enterrado del tubo.

Este frotamiento debe considerarse en todo el largo enterrado, puesto que al momento de la colocación, el terreno recién abierto hace presión en todas partes.

1.º *Fuerza necesaria para que el cono inferior entre en el terreno.*—La fórmula (2) ya empleada dará

$$Q = \frac{3.14}{2} \times 0.15 \times 0.474 \times 80000 \text{ ks.} = 8930 \text{ ks. } 160$$

Sea 8930 ks.

$$X = 8930 \text{ ks. } \frac{0.60 (1 - 0.42^2) + 2 \times 0.42 + 0.80}{0.9487 - 0.42 + 0.316} = 12716 \text{ ks. } 400$$

Sea 12720 ks.

Di a μ , coeficiente de frotamiento, el mismo valor 0.42 aunque, durante el movimiento, este coeficiente baje a 0.35 i 0.30. Pero hai que contar que, a cada media vuelta, por lo mas, se pasarán los hombres, lo que obliga a considerar el aparato al reposo.

2.º *Fuerza necesaria para que el tornillo entre en el terreno.*—La sección mayor de la rosca del tornillo es 0.35 × 0.04, de modo que la fuerza necesaria para que quebre el terreno será

$$y = 35 \times 4 \times 8 \text{ ks.} = 1120 \text{ ks.}$$

3.º *Tratamiento del terreno en todo el largo enterrado del tubo.*—Aquí aplicaré la fórmula (1) ya establecida

$$z = P = \frac{1}{3} \pi D \operatorname{tg}^2 \varphi h^2 (3r + h \operatorname{tg} \varphi)$$

i dando à D , φ i h los mismos valores, viene

$$z = \frac{1}{3} 3.1516 \times 1800 \times \overline{65^2} \cdot 0.2217^2 (3 \times 0.15 + 6.50 \times 0.2217) = 7377 \text{ ks.}$$

Suponiendo que esté siempre igual a 0.42 el coeficiente de el frotamiento, tenemos

$$t = 7377 \text{ ks.} \times 0.42 = 3098 \text{ ks.} \quad \text{sea } 3100 \text{ ks.}$$

De modo que la reaccion total ΣQ será:

$$\Sigma Q = x + \gamma + t = 12720 \text{ ks.} + 1120 \text{ ks.} + 3100 \text{ ks.} = 16940 \text{ ks.}$$

Considero inútil rebajar el peso del tubo vacío i del cabrestante con accesorios, puesto que, a más de los esfuerzos considerados tendremos también los frotamientos del tubo en sus correderas i las fuerzas suplementarias provocadas para restablecer el aplomo del tubo, lo que sucederá muchas veces.

El radio de la rosca del tornillo es variable, puesto que el tornillo es cónico. Pero considerando su construcción (fig. 5) se puede adoptar para radio medio el radio a la tercera parte de la altura, cortada arriba para abajo, i el radio medio es así igual a 0^m30.

La fórmula (3) da entonces

$$\Sigma Q = 16940 \text{ ks.} \quad r = 0.30$$

$$\alpha = 11^{\circ}20' \quad \beta = 22^{\circ}47' \quad (\text{Dulos mecanique.})$$

$$\alpha + \beta = 34^{\circ}7' \quad \operatorname{tg}(\alpha + \beta) = 0.6775$$

i

$$PR = 16940 \times 0.30 \times 0.6775 = 3443 \text{ ks.} \quad \text{Sea } 3450 \text{ ks.}$$

4.º DEL CABRESTANTE

Siendo la espresion

$$PR=3450 \text{ ks.}$$

que representa el momento de la fuerza exterior reducida al eje del tubo, compuesta de dos factores variables P i R hai muchas combinaciones posibles.

Pero en la práctica no se puede aumentar R fuera de ciertos límites, puesto que con el largo de la palanca aumenta tambien su grueso i, por consiguiente, su peso, lo que hace difíciles las maniobras.

Además los hombres, para la colocacion de los tubos, están encima de un andamio un poco mas bajo que la altura definitiva del tubo enterrado. Aumentar las palancas del cabrestante conduce a aumentar la superficie de dicha plataforma, de donde aumento en el precio i principalmente aumento en el peso del andamio, lo que hace mas penoso el trabajo de desarmarlo, trasportar, i armar de nuevo a cada machon.

El cabrestante que acompaña los tubos tiene 0^m90 de diámetro exterior, i 6^m60 de punta a punta de dos palancas diametrales, lo que da un radio teórico de 3^m30 i un radio útil, es decir, donde caben los hombres de 3^m30 - 0^m45 = 2^m85. Se compone de 8 palancas de encima, de 0^m10 x 0^m10 de grueso.

En un espacio libre de 2^m85 caben 5 hombres, cada uno ocupando 0^m50 i aun el que está mas al centro produce poco efecto. No se puede colocar mas de 5, puesto que se estorbarian i no darian toda su fuerza. El radio medio útil mas favorable, es (fig. 6) igual a 2^m05.

La fuerza que desarrolla un hombre empujando a un cabrestante teniendo en cuenta la vuelta en un círculo de radio reducido, no puede pasar de 20 ks. Talvez podria alcanzar a 25 ks.

clavando en el pizo listones donde agarre el pié del trabajador. Pero como los hombres no se moverán nunca con un ensamble perfecto, i tampoco dan toda su fuerza, es mejor contar solo con 20 ks., lo que da un momento para las 8 palancas de

$$PR = 5 \times 8 \times 20 \times 2.05 = 1640 \text{ ks.}$$

lo que es completamente insuficiente.

Aun con 6 hombres por palanca (i ya lo dije, estarian en malas condiciones, i no alcanzarian talvez a producir mas) el momento teórico seria solo 1968 ks.

Mejor será no aumentar el número de 5 hombres por palanca, lo que hace ya una cuadrilla de 40 peones. Sea 40 pesos diarios, i aumentar el largo de las palancas.

El radio medio de accion seria

$$R = \frac{3450}{P} = \frac{3450}{5 \times 8 \times 20} = 4^m 31$$

lo que supone una palanca de

$$4^m 31 + 1^m 25 = 5^m 56$$

de largo teórico, i un palo de $5^m 35$ de largo contando la parte embutida en el cabrestante (fig. 7).

Pero el grueso del palo es insuficiente. Tenemos en efecto para el momento máximo en la seccion empotrada (fig. 8).

$$M = Pl = R \frac{i}{v} \quad \text{con} \quad \frac{i}{v} = 0,000166$$

$$M = Pl = 5 \times 20 \times 3.75 = 375 \text{ ks.}$$

$$R = \frac{M}{\frac{i}{v}} = \frac{375}{0,000166} = 226 \text{ ks. mas o menos}$$

por cm.^2 lo que es inadmisibile.

Ahora que está hecho el cabrestante no se puede hacer mas gruesos los palos. I aun, si fuera posible no convendria darles mas de $0^m12 \times 0^m12$, porque aumentando el grueso de los palos aumenta el peso del cabrestante, lo que aumenta la dificultad para moverlo. Es mejor forrar los palos horizontalmente (fig. 9) con dos planchas de fierro plano de $3'' \times 3'''$ i de 2^m50 de largo. A los lados es preferible tambien colocar 2 planchitas de fierro de $0^m40 \times 4'' \times 2'''$ para evitar la accion cortante del ángulo del cabrestante en el sentido de la fuerza. Asi no se aplastará la madera.

5.º MODO DE UNION DEL CABRESTANTE CON LOS TUBOS TORNILLOS

El cabrestante se amarra al tubo por medio de cuñas entradas a combo entre el cabrestante i el tubo. El proyecto prevee 4 cuñas, pero esto será insuficiente.

Las cuñas tienen las dimensiones siguientes $0^m20 \times 0^m06 \times 0^m08$ arriba i 0.06 abajo. El ángulo de la cuña será

$$\text{tg. } \alpha = \frac{0.02}{0.20} = 0.10 \quad \alpha = 5^{\circ}50' \quad \frac{\alpha}{2} = 2^{\circ}55'$$

de donde

$$\cos. \frac{\alpha}{2} = 0.998 \quad \text{Sin } \frac{\alpha}{2} = 0.05.$$

Para la relacion entre la fuerza i la resistencia, aplicaré una formula mas simple, i que da, con mui poca diferencia los mismos resultados que (a)

$$P = 2 Q \left(\text{Sin} \frac{\alpha}{2} + \mu \cos. \frac{\alpha}{2} \right)$$

siendo μ el coeficiente de frotamiento igual a 0.62 para la madera sobre fierro.

Hai que determinar Q para que las cuñas no se rebalen contra el tubo.

La madera de encima (si se hace con espino seco, será mejor) puede trabajar, perpendicularmente a la hebra á 80 ks. por cm.^2 en trabajo corriente, así que para una cuña, suponiendo perfecto los contactos, tendremos

$$Q = 20 \times 6 \times 80 \text{ ks.} = 9600 \text{ ks.}$$

i, para las 4,

$$9600 \times 4 = 38400 \text{ ks.}$$

lo que corresponde a una fuerza tangencial límite igual a

$$38400 \times 0.62 = 23808 \text{ ks.}$$

La fuerza necesaria para atornillar los tubos, reducido al radio del tubo, es

$$x = \frac{PR}{r} = \frac{3450}{0.15} = 23000 \text{ ks.}$$

Aparece entonces apenas suficiente la acción de las 4 cuñas, aun clavadas con presión lateral de 80 ks. por cm.^2 , i nótese que en todo lo anterior se supone que las cuñas están perfectamente bien hechas i aplican en todo su superficie a los tubos i al cabrestante.

Ademas hai que considerar la acción rotativa del cople que forma la fuerza de las palancas con la resistencia del tubo, que tiende a quebrar las aristas verticales de las cuñas, lo que es fácil, siendo menor la resistencia en las aristas que al centro.

Entonces es necesario aumentar el efecto de las cuñas. Se podría hacerlas mas anchas, dándoles $0^{\text{m}}07$, pero se aumenta tambien la dificultad de tener superficie de contactos perfectos.

Es mejor aumentar el número de las cuñas i poner 6 de las mismas dimensiones que las primeras.

La fuerza tangencial límite a que corresponde la presión de los tubos será

$$F = 20 \times 6 \times 80 \times 6 \times 0.62 = 35712 \text{ ks.}$$

Así la unión está establecida de modo bastante seguro, aunque no se clavarían las cuñas con toda la fuerza proyectada.

Ahora, la fórmula

$$P = 2Q \left(\sin \frac{\alpha}{2} + \mu \cos \frac{\alpha}{2} \right)$$

da, para la fuerza P, que se debe hacer en la cabeza de la cuña, para que trabaje en las condiciones que acabamos de establecer.

$$P = 2 \times 9600 \times (0.05 + 0.62 \times 0.998) = 12825 \text{ ks.}$$

I, por centímetro cuadrado.

$$\frac{12825}{6 \times 8} = 288 \text{ ks.}$$

en el sentido de la hebra.

Como acabamos verlo, ese trabajo por cm.^2 no hai necesidad de alcanzarlo. Pero de todos modos aunque subido, se puede admitir, porque la fuerza se hace por medio de golpes. Sin embargo, será prudente envolver la cuña, arriba i a los lados, con una plancha de fierro de 2''' de grueso (fig. 10) para evitar que los golpes, que nunca serán dados bien perfectamente, ni en toda la superficie de la cabeza de la cuña, hagan pedazo las cabezas de dichas cuñas.

El cabrestante, en todo lo anterior, se ha supuesto redondo interiormente i con la inclinación de la cuña (fig. 11). Es efecti-

vamente su forma que es de tronco de cono hueco con directriz circular.

Se puede, a mi parecer, evitar toda posibilidad de resbalamiento de las cuñas i evitar la quebradura de estas por los golpes dando a la parte interior del cabrestante la forma indicada en plano por la fig. 12 con un saliente de $o^{m}o_2$ a $o^{m}o_3$.

Asi el cabrestante haria presion automática i no seria necesario clavar la cuña hasta el límite de resistencia de la madera.

Para desatornillar el tubo, si se ofrece, se ha previsto dos o mas pasadores de fierro que permiten a la cuña hacer su accion por atras, i esta accion, aunque tienda a aflojar la cuña, será jeneralmente suficiente, puesto que al desatornillarse, el tubo ofrece ménos resistencia. En todo caso, algunos golpes en la cabeza de la cuña, restablecerian la solidaridad entre el cabrestante i el tubo.

2. Para sacar el cabrestante, bastaria con un sacudimiento violento por atras, sacando entónces los pasadores. Asi aflojan las cuñas. Si acaso no aflojan, algunos golpes con poca fuerza, de abajo para arriba, las harian salir.

Verticalmente la parte interior del cabrestante debe tener siempre la inclinacion consultada para las cuñas.

Esta disposicion no es mas difícil adoptar que la cónica puesto que los cabrestantes se hacen o pueden hacerse de fundicion lo que simplifica el trabajo.

Con el cabrestante actual cónico, para sacar las cuñas habrá que golpearlas fuertemente por la parte inferior, i esto, en todo momento, puesto que los hombres no podrán dar mas de dos vueltas sin mudar el cabrestante, bajando el tubo de 0.20 a cada vuelta. Esto, de colocar i sacar las cuñas en todo momento, i siempre golpeando con fuerza, las hará mui luego inservibles.

6.º UNION DEL TUBO CON EL TORNILLO

Los tubos de fierro están unidos con los tornillos de fundicion por dos pasadores de 1" de diámetro (fig. 13).

Hemos visto que la fuerza tanjencial a la superficie del tubo, con un radio de 0^m15 es de

$$T = 23000 \text{ ks.}$$

Pero, en la parte inferior del tubo, deduciendo lo que corresponde al frotamiento, sobra

$$T = \frac{(12720 + 1120) \cdot 0.30 \times 0.6775}{0.15} = 18753 \text{ ks.}$$

Como el esfuerzo cortante representado por 18753 ks. se reparte entre 4 secciones del perno, cada una con 514 mm.² de superficie, el esfuerzo cortante soportado por los pasadores por por mm.² de seccion será:

$$F = \frac{18753}{4 \times 514} = 9.120 \text{ ks.}$$

lo que es mui subido.

Mejor seria haber puesto pernos pasadores de 1½" de diámetro, siendo en este caso la seccion de cada uno de 1157^{mm}².53 El esfuerzo constante por mm.² será:

$$F = \frac{18753}{4 \times 1157.53} = 4.050 \text{ ks.}$$

lo que es un coeficiente perfectamente seguro.

7.º ESFUERZO CORTANTE EN LOS REMACHES

Las diversas secciones de los tubos están unidas entre ellas por once remaches de 0^m02 de diámetro.

El esfuerzo tanjencial a la circunferencia del tubo hemos visto que en el último período alcanzará a 23000 ks.—Tenemos entonces

$$S = 11 \times 3.14 \times 0.01^2 = 3454 \text{ mm.}^2$$

$$R_{\text{h}} = \frac{23000}{3454} = 6.659 \text{ ks. por mm.}^2$$

Siendo admisible este coeficiente, puesto que el trabajo en estas condiciones dura poco tiempo.

En el sentido vertical, después de colocar los tubos, el esfuerzo en la hilera inferior de los remaches es

$$R_{\text{v}} = \frac{81000}{6 \times 3454} = 3.908 \text{ ks. por mm.}^2$$

8.º DE LAS ABRAZADERAS I TIRANTES DE DOBLE TUERCA
PARA CRUCES DE SAN ANDRES

Los tubos, para hacerlos más solidarios, una vez colocados, en la parte superior afuera del terreno, llevan cruces de San Andres, hechas de tornillos de tensión de doble tuerca apernados a abrazaderas que envuelven los tubos.

Estas cruces de San Andres evitarán el flambaje i servirán también, ántes de remachar los tubos con el cabezal, para rectificar la verticalidad de cada uno.

Pero tienen el inconveniente de no estar las abrazaderas remachadas o apernadas a los tubos.

Como por la forma misma del tubo, que es cónica, (cada sección entrando en la anterior) las abrazaderas no pueden trabajar por presión contra los tubos, siendo variable la parte del tubo en que se aplicará la abrazadera. Resulta que, sin perno, la acción de las cruces de San Andrés quedará nula, puesto que al atornillar el tornillo del tirante, bajarán o se levantarán las abrazaderas correspondientes.

Debe entonces haber forzosamente un pasador diametral que no consulta el proyecto.

Cierto es que, al atornillar los tubos, se podrá hacer i colocar estos pasadores. Pero habría sido mejor consultarlos para que los agujeros en las abrazaderas hayan sido hechos en la fábrica, donde hai las maquinarias para hacerlo lijero i barato.

Los agujeros en los tubos no pueden hacerse sino después de atornillarse.

9.º DE LA TORCION DE LOS TUBOS

La relación entre la fuerza exterior P i el coeficiente de resistencia a la torsión T_0 es dada por la fórmula

$$P = \frac{T_0 \pi (D^4 - D_i^4)}{16 D l}$$

Siendo D i D_i los diámetros exterior e interior del tubo, l el brazo de aplicación de la fuerza, sacamos:

$$T_0 = \frac{16 P l D}{\pi (D^4 - D_i^4)}$$

aquí tenemos:

$$P = 800 \text{ ks.} \quad l = 4.31 \quad D = 0^m30 \quad D_i = 0.28$$

de donde

$$T_0 = \frac{16 \times 800 \times 4.31 \times 0.30}{3.14 \times (\overline{0.30^4} - \overline{0.28^4})} = 2689133.$$

Como este coeficiente T_0 puede subir hasta 4002000 (Dulos) se vé que la resistencia del tubo a la torsion, es suficiente en la parte superior.

La torsion total del tubo en el último momento, cuando ya está cerca de concluir la operacion, contando con un largo de 9^m00 entre el tornillo i el punto de aplicacion del cabrestante, será dada por la fórmula

$$t = \frac{M L}{G I}$$

con $M = Pl = 3450$ ks.

$$L = 9.00$$

$G = 6.000000000$ (Dulos) o $G = 7504628602$ (Beran)

$$I = \frac{\pi}{2} (r^4 - r'^4) = \frac{3.14}{2} (\overline{0.15^4} - \overline{0.14^4})$$

Los resultados con los dos valores de G , que aunque bien diferentes han sido aplicados en varios casos son

$$t_1 = \frac{3450 \text{ ks.} \times 9.00}{6.000000000 \times \frac{3.14}{2} (\overline{0.15^4} - \overline{0.14^4})} = 0.021$$

$$t_2 = \frac{3450 \text{ ks.} \times 9}{7504628602 \times \frac{3.14}{2} (\overline{0.15^4} - \overline{0.14^4})} = 0.017$$

Tomaré aquí como término medio

$$t = \frac{t_1 + t_2}{2} = \frac{0.021 + 0.017}{2} = 0.019.$$

I el desplazamiento total, en la parte inferior del tubo la mas léjos del cabrestante será:

$$d = 0.019 \times 0.15 = 0.0028$$

valor bien aceptable.

10.—DEL LARGO DE LOS TRAMOS

En una obra de arte de la clase de estos puentes, i en las condiciones especiales en que nos encontramos, se debe considerar no solo el precio P de la obra, pero tambien el tiempo T que se demorará en su ejecucion, tratando así de hacer lo mas pequeño posible el producto.

$$M = T P$$

De ahí la necesidad de adoptar siempre tipos de construccion que sean a la vez baratos i de construccion rápida.

Voi a analizar la ejecucion de los puentes del tipo actual bajo este doble punto de vista, i despues los compararé con un tipo de puente de la misma clase cuyos tramos serian de 24^m.

a) *Tramos de 12^m.*—Los machones se componen de 6 tubos con cabezal de fierro elaborado, todo con un valor consultado en el proyecto por machon de \$ 3353.40.

Las vigas de superestructura pesan 7100 ks. de fierro elaborado, por tramo, i 268 ks. de fundicion.

Despreciaré aquí el mayor valor que hubiera tenido el machon haciendo los tornillos capaces de resistir a un peso constante i variable de 81000 ks. que, en la actualidad, corresponde a un trabbjo del terreno de 2600 ks. por cm.², cuando este trabajo no deberia pasar de 2 ks.

Pero tendré que tomar en cuenta la modificacion necesaria i el mayor valor en la avaluacion de un tramo de 24^m.

La colocacion de un tramo de 12^m vale mui senciblemente \$ 200. Entiendo por eso, solo la colocacion, porque en ningun caso considero los trasportes, que no se pagan directamente en dinero.

b. *Tramos de 24^m*.—Hai que ponerse aquí en el caso en que los pilotes tengan forma i dimensiones tales que no trabaje el terreno a mas de 2 ks. por cm.² En el caso de tramos de 12^m. Se habria conseguido llevando el ancho de la rosca del tornillo, a 0^m25 en la parte mas ancha, en lugar de 0.18 le quedaria a la rosca una superficie de 5300 cm.² mas o ménos, i por consiguiente una resistencia al hundimiento de

$$5300'' \times 0.98 \times 2 + 3180 \text{ ks.} + 475 \text{ ks.} = 14043 \text{ ks.}$$

sea, para los 6 tubos

$$14043 \times 6 = 84258 \text{ ks.}$$

con un coeficiente de seguridad de 1.04.

Estando así los tubos, para un machon para tramos de 24^m se colocarian 9 tubos lo que daria una resistencia al hundimiento de

$$14043 \times 9 = 126387 \text{ ks.}$$

mientras el peso total soportado seria el siguiente:

Peso de un machon de 6 tubos, fierro.....	7395 ks.
Fundicion.....	1290 »
	<hr/>
Total.....	8685 ks.
A agregar la mitad para otros 3 tubos.....	4342 ks.
» » 10% para mayor peso.....	440 »
	<hr/>
	13,467 ks.
Peso de las vigas de fierro.....	22000 ks.
Fundicion.....	400 »
	<hr/>
Total.....	22400 ks.
	<hr/>
	35867 ks.

Peso de la vía 260×24	6240 ks.
» accidental $3^{T.2} \times 24$	80800 »

Total del peso constante i accidental.. 122907 ks.

Sea 123000 ks.

Habría entonces resistencia suficiente con un coeficiente de seguridad de 1.03 mas o menos.

Saliendo de estas bases, los cuadros siguientes dan el precio por metro corrido de puente, en el caso de tramos de 12^m i de 24^m .

PRECIO DE UN TRAMO DE 12^m

Piezas	Peso	Precio de la unidad	Precio	Total	Total general
Precio de los tubos i cabezal, i colocacion segun proyecto.....				\$ 3353 40	
Vigas.....	7100 ks.	\$ 0.30	\$ 2130		
Fundicion.....	268 »	0.30	80.40	2210 40	
Colocacion.....				200	
Pintura.....	14763 ks.	0.01	147.63	147 63	\$ 5911 43
Imprevisto 10% mas o menos.....					588 57
Precio total de un tramo.....					\$ 6500
Sea, por metro lineal de puente.....					\$ 541 66

PRECIO DE UN TRAMO DE 24^m

PIEZAS	PESO	Precio por unidad	PRECIO	TOTAL	TOTAL JENERAL
Machon de 9 tubos 3353.40 × $\frac{3}{2}$			\$ 5,030 10		
5% en mas.....			251 50		
				\$ 5,281 60	
Vigas fierro.....	22,000 k	\$ 0.30	6,600		
» fundicion..	400	0.30	120		
				6,720	
Colocacion.....				500	
Pintura.....	33,500	0.01	335	335	
				\$ 12,836 60	\$ 12,836 60
Imprevisto 10 % mas o ménos.....					1,263 40
Precio total de un tramo.....					\$ 14100 00
Sea, por metro li- neal de puente..					\$ 591 25

Como se ve, la diferencia por metro lineal de puente, \$ 49.59, sea \$ 50 es bastante pequeña, i esto solo, considerando el tiempo ganado, bastaria para que se haya adoptado tramos de 24^m.

Aun mas, si se considera el gasto total no en un solo tramo, pero en todos los puentes de la línea, que por esta trasformacion habrian sido modificados, como varios puentes tienen ahora dos tramos (dos vigas i un machon) se habrian ahorrado el precio total de un machon, como lo muestra el cuadro que sigue:

DETALLES	PRECIO MACHON 3739.30 » VIGA 2760.70			PRECIO MACHON 5941.60 » VIGA 8158.40		
	Tramos de 12.00			Tramos de 24.00		
PUENTES	Machones	Vigas	Precio	Machones	Vigas	Precio
Curi-Peumo	5		\$ 18696 50	2		\$ 11883 20
»		6	16564 20		3	24475 20
Titinivilo.....	5		18696 50	2		11883 20
»		6	16564 20		3	24475 20
Unicaven 1.º.....	1		3739 30	»	
» 2.º.....	1	2	5521 40	»	1	8158 40
» 2.º.....	1		3739 30	»	
» 2.º.....	1	2	5521 40	»	1	8158 40
Coipo 1.º.....	3		11217 90	1		5941 60
» 2.º.....		4	11042 80		2	16316 80
» 2.º.....	3		11217 90	1		5941 60
» 2.º.....		4	11042 80		2	16316 80
Taqueral 2.º.....	1		3739 30	»	
»		2	5521 40		1	8158 40
	19	26	\$ 142824 90	6	13	\$ 141708 90

Aun habria resultado una economia de 1,116 pesos lo que se puede si se quiere suponer gastado en los trasportes i manutenciones diversas. Supongamos entónces que el precio P quede lo mismo en los dos casos.

Pasemos ahora a la cuestion del tiempo empleado en cada caso en la colocacion de los machones i de las vigas.

El cuadro anterior muestra que para los tramos de 12^m habrá que hacer 19 machones de 6 tubos, sea colocar 114 tubos con 26 vigas, i en el caso de tramos de 24^m, solo 6 machones de 9 tubos, sea 54 tubos i 13 vigas.

Mas adelante, podemos ver que se colocarán tres tubos en dos días. Pero, supongamos solo que se coloque un tubo diario en cada caso.

Por lo que es de las vigas de 12^m, se necesitan dos días. Para las de 24^m siendo el peso tres veces mas grande, supondré que se demoran seis días lo que es excesivo.

Siendo así, el cuadro siguiente da el tiempo en los dos casos.

TRAMOS DE 12 ^m				TRAMOS DE 24 ^m			
Tubos	Cabezales	Vigas	Dias	Tubos	Cabezales	Vigas	Dias
114	19	26	114 38 52	54	6	13	54 18 78
			204				150

Hai a favor de los tramos de 24^m una diferencia de 54 días que merece ser tomada en consideracion.

En esto consideré solo el tiempo empleado en atornillar los tubos. Pero fuera de esta operacion hai el armamento i el desarmamento del andamio. Si se considera que en el primer caso hai que hacer 19 veces la operacion, a un día i medio cada vez, sea 21 días, i en el segundo seis veces solamente, a 2 días, por ser un poco mas pesado, sea 12 días, tenemos todavia una diferencia de 16 días a favor del 2.º tipo.

En fin, con puentes de tramos de 24^m habria sido necesario un solo andamio i un solo cabrestante, mientras que se ne-

cesitan dos para los puentes con tramos de 12^m, lo que representa un gasto mayor de \$ 1,000 mas o menos.

En resumida cuenta habria sido mas económico hacer los tramos de 24^m.

11.º ESPRESION DE LA FUERZA NECESARIA PARA ATORNILLAR LOS TUBOS EN FUNCION DE LA HONDURA I TRABAJO TOTAL

Terminaré por una fórmula teórica acompañada de un diagrama que será como el resumen de las primeras partes de estas notas. Esta fórmula está destinada a dar, a una hondura cualquiera, la fuerza que será necesario aplicar al cabrestante para atornillar el tubo.

Seguro que, para cada clase de terreno diferente, habrá que modificar la fórmula, incorporando las modificaciones correspondientes en los coeficientes de frotamiento i de resistencia del terreno.

Para simplificar aquí supondré que estos coeficientes quedan constantes así como la densidad del terreno. Solo supondré que la resistencia del terreno varía constantemente de la superficie del terreno hasta la hondura de 6^m50.

Hemos visto ya que tenemos

$$PR = r, Q \operatorname{tg} (\alpha + \rho) = AQ$$

puesto que r , i $\operatorname{tg} (\alpha + \rho)$ son cantidades constantes. Pero Q es una funcion muy compleja de h .

Supongamos que la resistencia opuesta por el terreno a la accion de la cuña que termina el tubo sea funcion lineal de la hondura i de la forma

$$x = ah + b \tag{6}$$

Cierto es que la relacion es mas compleja. Pero, cualquiera que sea, siempre entre 0 i 6^m50 se puede reemplazar esta funcion por una lineal, i adoptar la fórmula (6). Como para $h=0$ tenemos $x=0.500$ ks. por cm.^2 (tierra pantanosa mojada, casi barro líquido) i para $h=6.50$ tenemos $x=8.000$ ks. viene

$$b=0.500 \text{ k.} \quad a=\frac{8.000 \text{ k.} - 0.500 \text{ k.}}{6.50}=1.154$$

de donde, para la relacion (6)

$$x=1.154 h + 0.500$$

La fórmula (a) ya establecida al principio, designando por M el término constante

$$M=\frac{\sin \alpha (1-\mu^2) + 2\mu \cos \alpha}{\cos \frac{\alpha}{2} - \mu \sin \frac{\alpha}{2}}$$

será de la forma

$$X = Mx = \frac{SM}{2}(1.154 h + 0.500).$$

La resistencia opuesta por el terreno a la entrada de la rosca será del mismo

$$Y = 35 \times 4 (1.154 h + 0.500) = N (1.154 h + 0.500).$$

En fin, la resistencia debida al frotamiento, a la hondura h será

$$\begin{aligned} Z &= \frac{1}{3} \pi D \mu \operatorname{tg}^2 \varphi h^2 (3r + h \operatorname{tg} \varphi) \\ &= T h^2 (3r + h \operatorname{tg} \varphi). \end{aligned}$$

Así es que en un momento cualquiera, a la hondura h , tendremos

$$\begin{aligned}
 Q &= X + Y + Z = \frac{SM}{2}(1.154 h + 0.500) + N(1.154 h + 0.500) \\
 &\quad + Th^2(3r + h \operatorname{tg.} \varphi) \\
 &= \left(\frac{SM}{2} + N\right)(1.154 h + 0.500) + Th^2(3r + h \operatorname{tg.} \varphi) \\
 &= V(1.154 h + 0.500) + Th^2(3r + h \operatorname{tg.} \varphi)
 \end{aligned}$$

i en fin,

$$PR = AQ\pi \quad P = \frac{A}{R}Q$$

$$P = \frac{A}{R}U(1.154 h + 0.500) + \frac{TA}{R}h^2(3r + h \operatorname{tg.} \varphi) \quad (7)$$

ecuación de una curva parabólica del 3º grado.

En el caso actual, con r' radio del tornillo igual a 0.30, tenemos

$$A = 0.2032 \quad R = 4.31 \quad U = 1735.15 \quad T = 88.85 \quad \operatorname{tg.} \varphi = 0.3217.$$

$$\frac{AV}{R} = 81.825 \text{ ks.} \quad \frac{AT}{R} = 1.83$$

de donde

$$P = 81.825(1.154 h + 0.500) + 1.83 h^2(0.45 + 0.2217 h)$$

$$P = 0.307 h^3 + 0.825 h^2 + 94.426 h + 40.912 \quad (8).$$

Como siempre en el cálculo directo de P hice redondas todas las cantidades, mientras que aquí las tomé por su valor exacto, hai una diferencia chica entre el valor de $P = 800$ ks. estable-

cido anteriormente, i el valor de P sacado de (8) con $h = 6.50$. Este valor sería solo de 772.847 ks.

Para ponerse completamente en las mismas condiciones, principalmente cerca de la hondura $h = 6.50$, es preferible modificar la constante de (8) i hacerla igual a 68.065 i la ecuacion (8) se transforma en la ecuacion definitiva.

$$P = 0.307 h^3 + 0.825 h^2 + 94.426 h + 68.065 \quad (9)$$

quedará simple i apropiada, por cada valor de h la fuerza P que es menester desarrollar para atornillar el tubo.

La curva representativa de (9) la tracé a la escala de 0^m05 por metro para h i de 0^m015 por 50 ks. para P .

Tracé tambien con líneas de puntos las cantidades de hombres que es menester tener a cada momento al cabrestante, siendo constante el brazo de palanca e igual a 4^m31.

La misma ecuacion (9) puede servir para calcular la suma, la cantidad total de trabajo en kilográmetros que deberán desarrollar los hombres para cualquier hondura.

A cada vuelta de la fuerza motriz, es decir para un camino recorrido igual a

$$2\pi R = 2 \times 3.14 \times 4.31$$

el tubo se entierra de 0^m20, paso de la hélice. Para enterrarse enteramente hasta 6^m50 necesitará

$$\frac{6.50}{0.20} = 32.5 \text{ vueltas}$$

es decir un camino de

$$2 \times 3.14 \times 4.31 \times 32.5 = 879.67.$$

La curva trazada anteriormente envuelve entre el eje oh i la curva una superficie que, multiplicada por la constante

$$\frac{879.67}{6.50}$$

da para cada valor de h la suma total de trabajo hecho para atornillar el tubo.

Este valor de T será siempre el mismo aunque varíe el brazo de palanca, variando también la cantidad de hombres.

Como expresión de T , tendremos:

$$T = \int_0^h f(h) dh = \left(\frac{1}{4} 0.307 h^4 + \frac{1}{3} 0.825 h^3 + \frac{1}{2} 94.426 h^2 + 68.065 h\right)$$

Sin constante puesto que para $h=0$ tenemos $T=0$ i el valor real de T , usando la curva trazada, para su cálculo directo, será

$$T = (0.07675 h^4 + 0.275 h^3 + 47.213 h^2 + 68.065 h) \frac{879.67}{6.50} \quad (10)$$

El cálculo para $h = 6.50$ da

$$T = 358583 \text{ kgms.}$$

Suponiendo constante la fuerza de 800 ks. al cabrestante, el trabajo sería igual a 703736 kgms., lo que prueba antes de trazarla que la curva (9) difiere poco de una línea recta.

12. CÁLCULO APROXIMATIVO DEL TIEMPO NECESARIO PARA ATORNILLAR UN TUBO

El trabajo de atornillamiento de un tubo se compone del atornillamiento propiamente dicho, i de todas las pérdidas de tiempo por trabajos accesorios tales como transporte del tubo,

colocacion a dentro del andamio, aplomaje, etc., etc. En estos trabajos, hai muchos imprevistos, i solo la práctica fijará en el tiempo absolutamente necesario. Tambien si se nota con cuidado el tiempo pasado solo en atornillar, se podrá deducir el trabajo diario de un hombre.

Desde ahora se puede fijar aproximadamente el tiempo del atornillamiento por tubo, como sigue:

De los ejemplos sacados de la «Mecanique de Industrielle» de Poncelet, se puede deducir que un hombre empujando a un cabrestante con una fuerza de 20 ks. recorre 0 ^m 10 por segundo, sea, para 879 ^m 50 un tiempo de 8795 segundos, sea.	2 ^h 26' 36"
Hai en todo 32.5 vueltas. Si los hombres se paran a cada media vuelta dos minutos para descansar, arreglar las palancas, etc., hace un total de 130 minutos, sea.	2 ^h 10'
Cada dos vueltas, es decir 17 veces, hai que mudar el cabrestante, a cinco minutos cada vez, son 85 minutos.	1 ^h 25'
Para traer el tubo al andamio, levantarlo, amarrarlo, i ponerse en trabajo, mas o ménos. . . .	1 ^h 30'
	<hr/>
TOTAL.	7 ^h 31' 35"

Sea siete horas i media.

En verano, el tiempo de trabajo permite entónces colocar en jeneral tres tubos en dos dias, principalmente cuando, con la costumbre, el tiempo perdido en los arreglos de palanca i de cabrestante habrá disminuido notablemente.

Aquí concluyo estas notas críticas, reservándome completarlas i tambien correjirlas, por los resultados que dará la práctica.

Por el momento resumiré diciendo que, en jeneral, los tubos

parecen débiles o mejor dicho, los tornillos parecen débiles para el tipo de terreno en que van a entrar, i habria sido preferible hacer los tramos de 24^m en lugar de 12^m. Estos son los dos puntos capitales que parecen resultar de este sumario estudio.

Parral, agosto 9 de 1894.

M. DORLHIAC.

LÁMINA I.

Fig. 1.

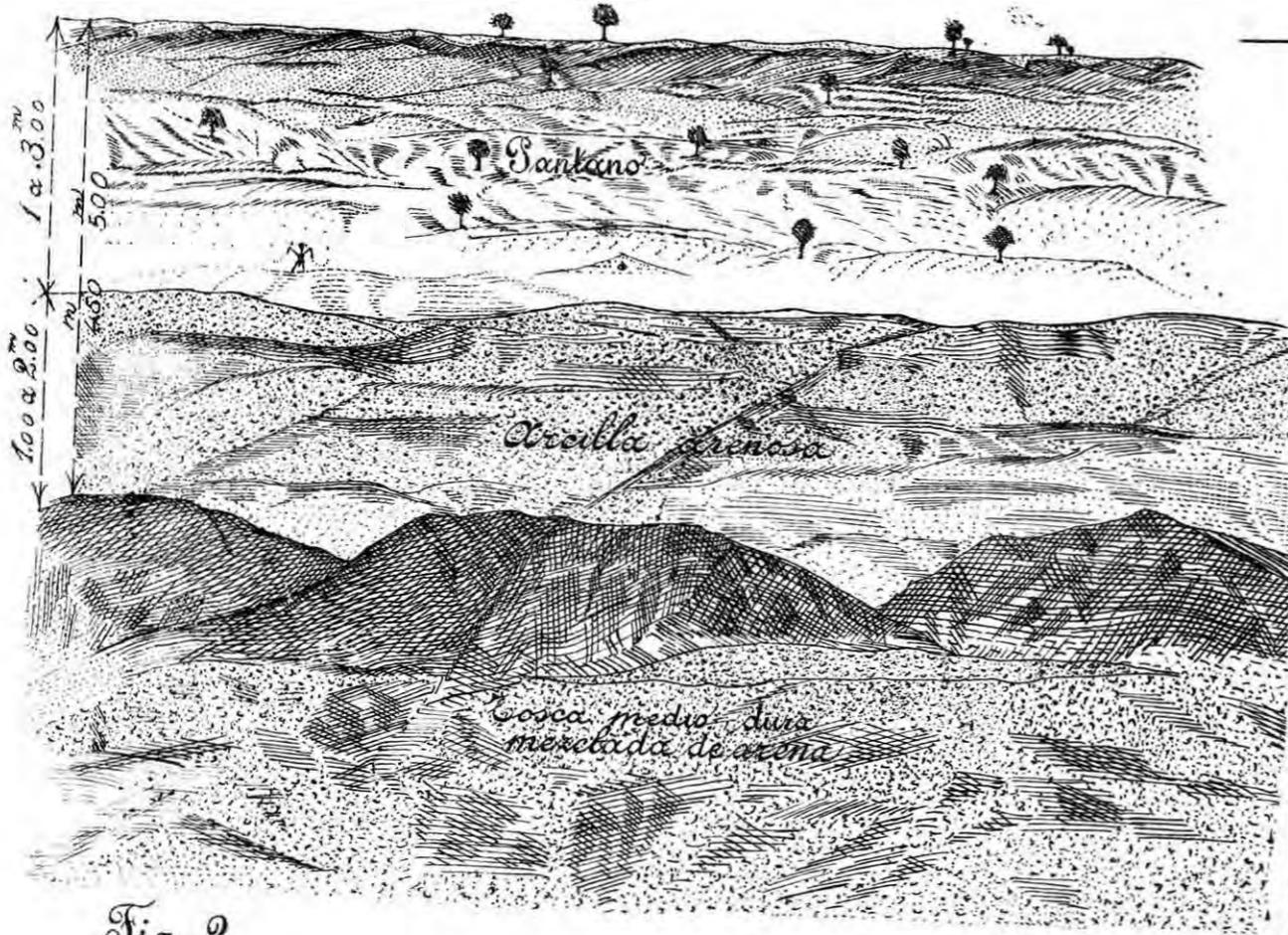


Fig. 3.

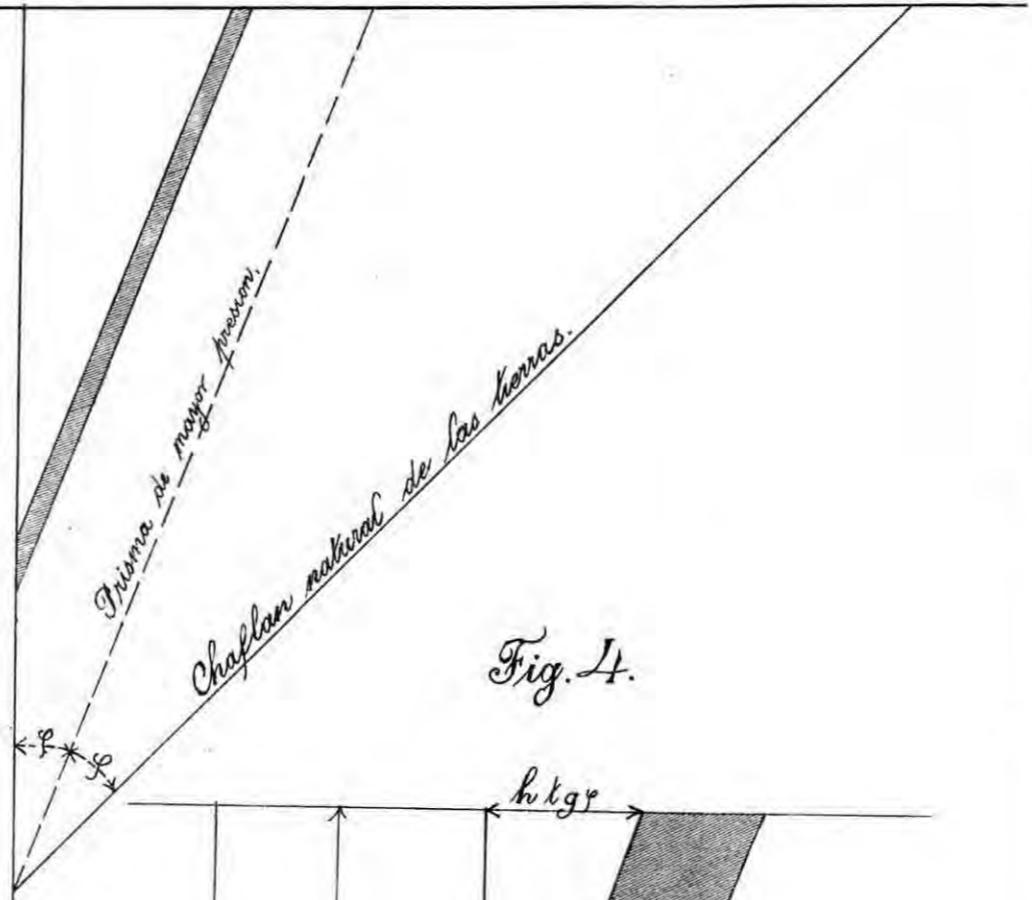


Fig. 2.

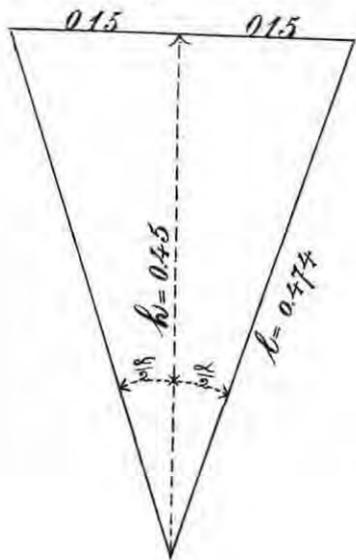


Fig. 5.

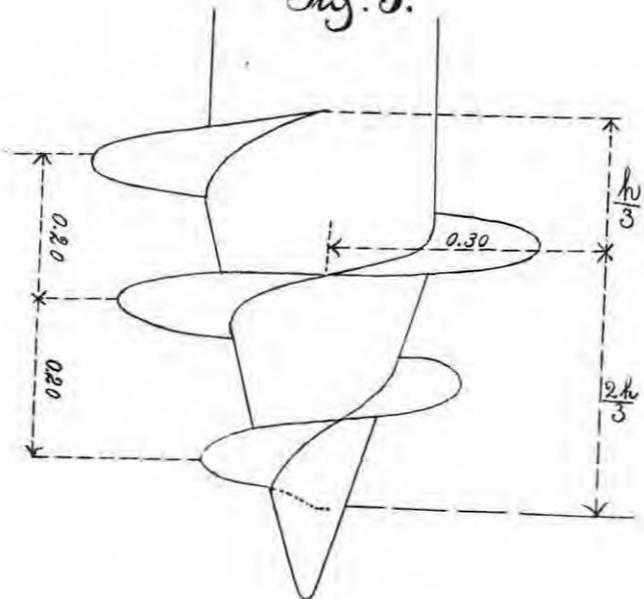


Fig. 4.

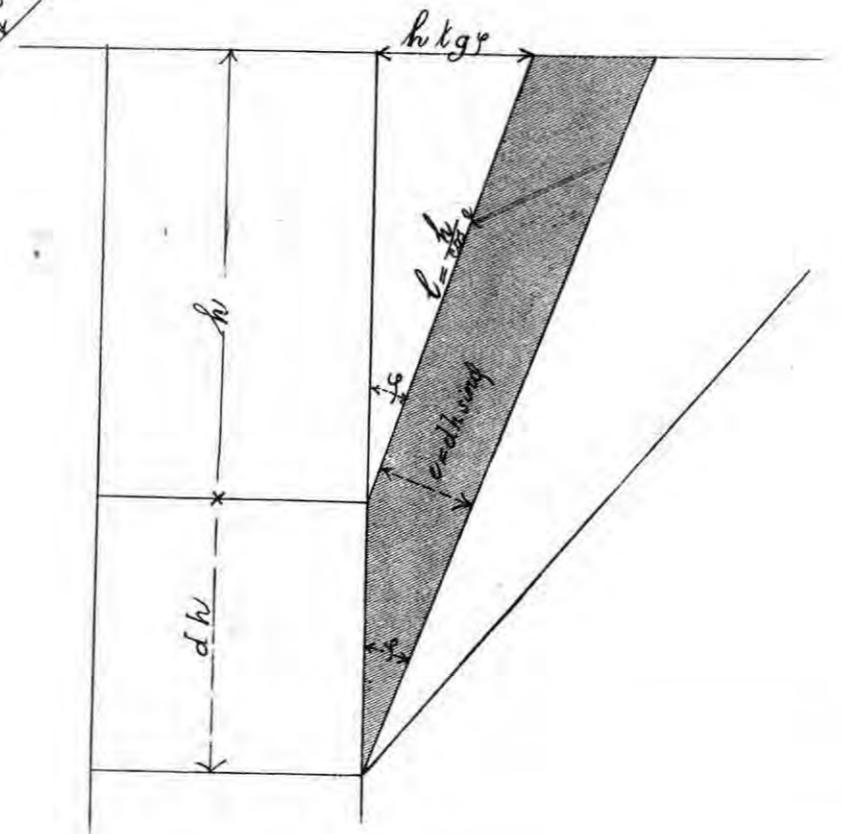


LÁMINA II.

Fig. 6.

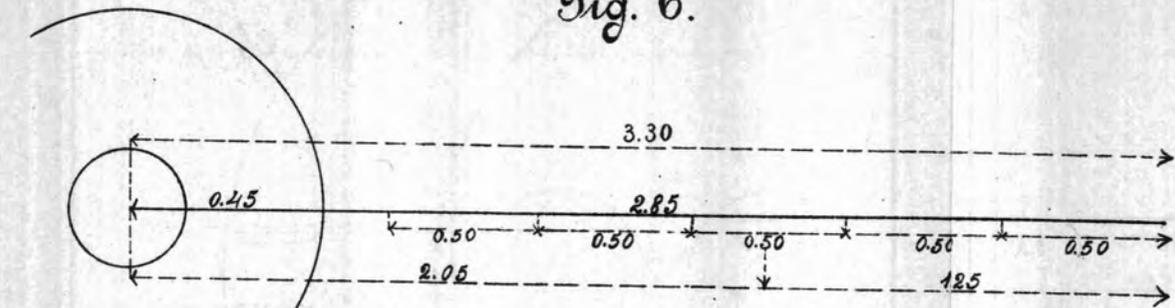


Fig. 7.

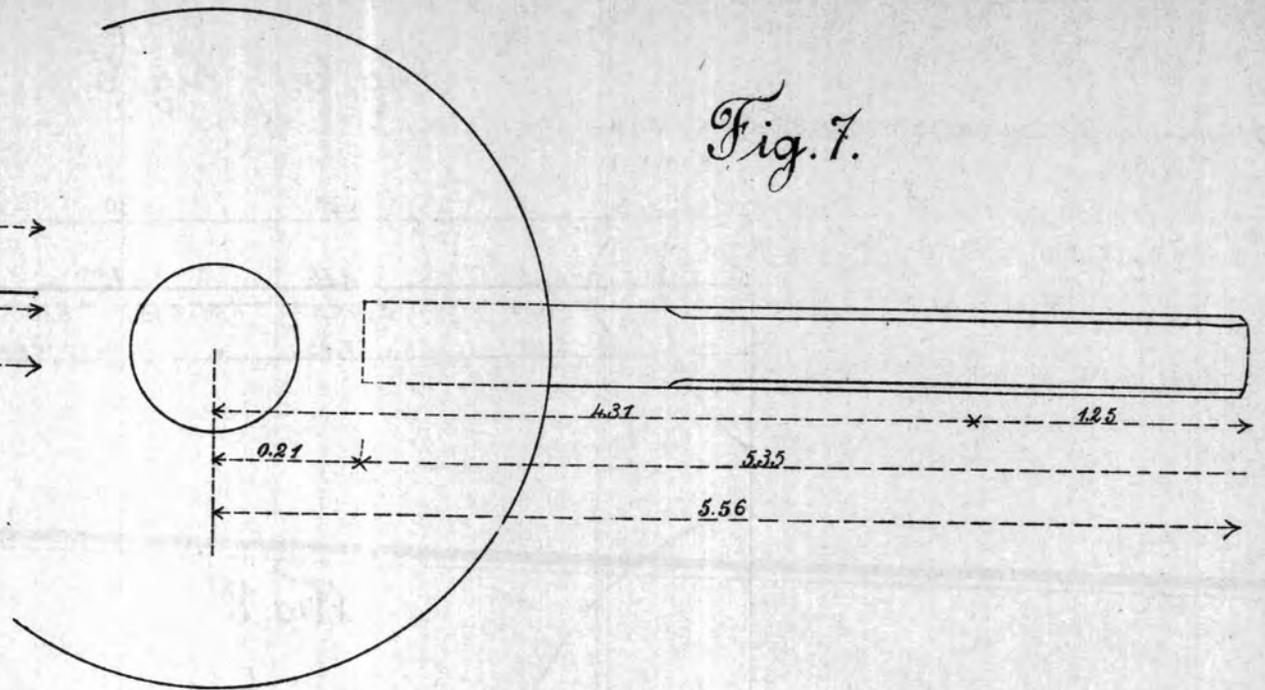


Fig. 8.

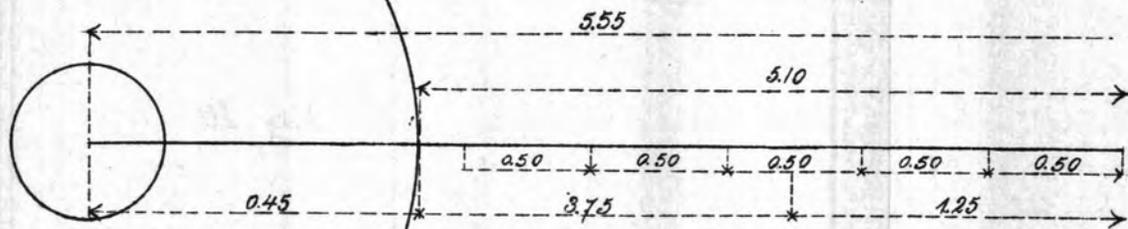
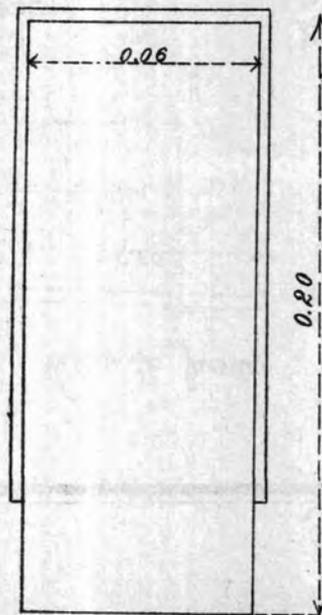


Fig 10

Vista de frente



Corte

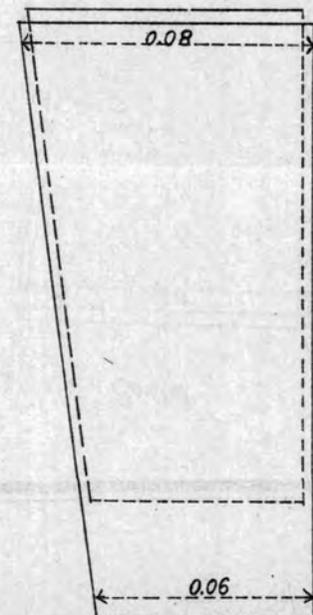


Fig. 9.

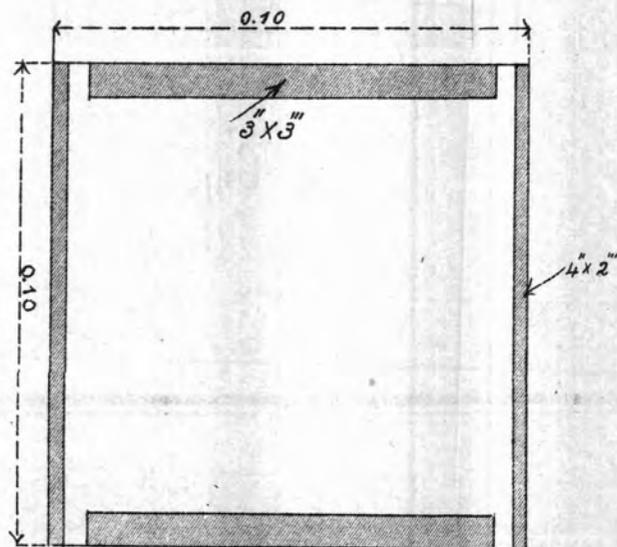


Fig. 11.

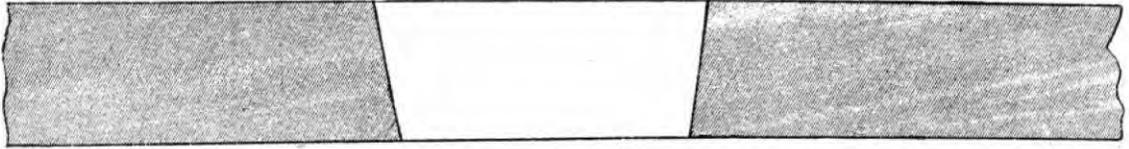


Fig. 12.

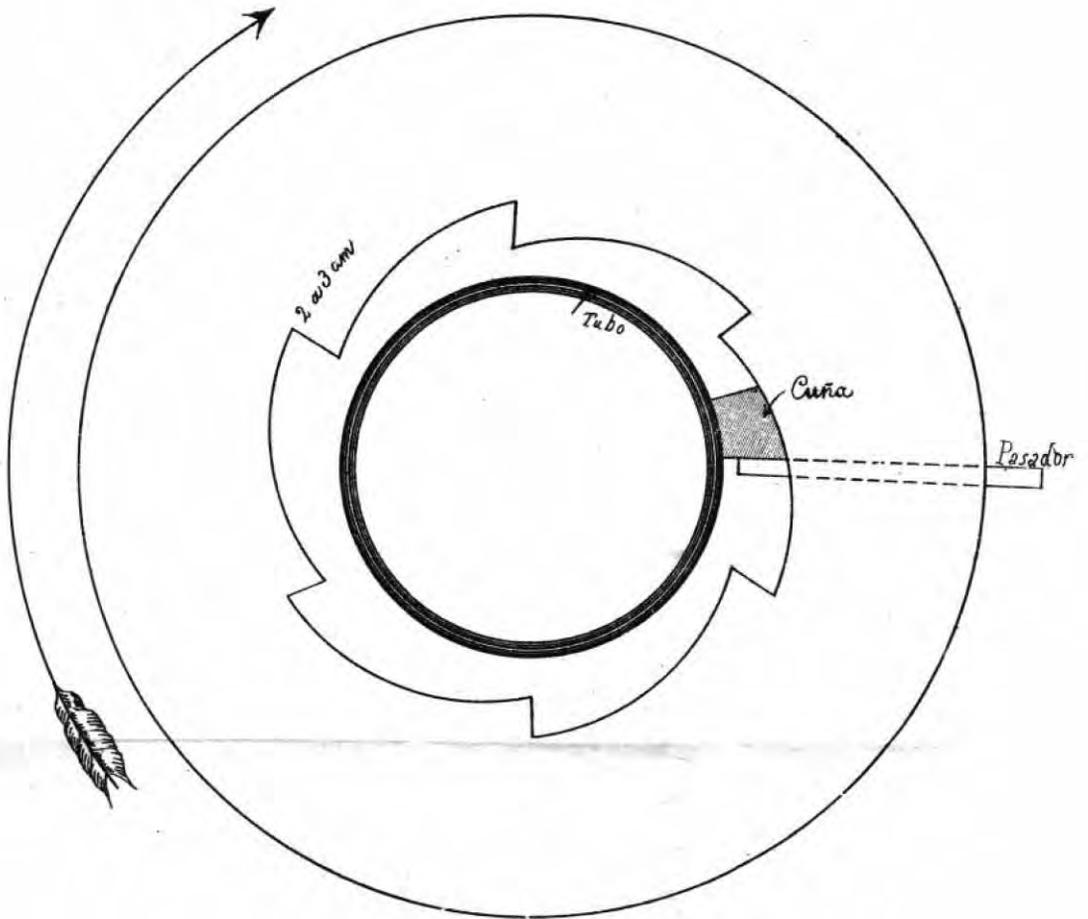


Fig. 13.

