

Determinacion de las profundidades de socavacion de las aguas corrientes

POR

DOMINGO V. SANTA MARÍA

(Trabajo presentado a la Sección de Matemáticas del 4.º Congreso Científico (1.º Pan-Americano))

Todos conocen los fenómenos que llamamos de socavacion provocados por las aguas corrientes que se escurren sobre lechos de materiales desagregados, fenómenos que son tanto mas terribles cuanto mas torrenciales son las aguas que los provocan.

Como todos nuestros rios, hasta llegar al Bio-Bío, tienen rejimenes esencialmente torrenciales, las acciones socavadoras de sus aguas son realmente considerables i una larga experiencia i série de fracasos nos han demostrado, que para tener obras de arte verdaderamente seguras, se necesita al construir nuestros puentes, no sólo tomar mui en cuenta este factor para fijar las profundidades de las fundaciones, sino tambien para atender constantemente a su conservacion, i al restablecimiento de los perfiles del lecho de los rios, con fuertes enrocados, calculados de manera que no sean arrasados por las aguas.

Como durante algunos años he podido estudiar de cerca estos fenómenos, en casi todos nuestros rios de la zona central, i en los casos de creces, que no he podido ver personalmente, he adquirido toda clase de datos de mis colegas de trabajo, al hacer la recopilacion de estas observaciones i analizarlas, encontré que ellas daban indicaciones bastantes para determinar aproximadamente, la profundidad de las socavaciones.

El problema anterior es enteramente complejo, por cuanto tienen que tomarse en cuenta simultáneamente, una série de factores difíciles de apreciar, dependientes en cada caso de las condiciones locales, como ser la velocidad del movimiento de las aguas, su masa i clases de terrenos que constituyen el lecho del rio. Mas de una vez se ha intentado el estudio de este problema, basándose en las formas de la hidráulica;

pero como en ella no se pueden tomar en cuenta los choques de los cuerpos arrastrados (cascajos, gravas, arenas etc) o la viscosidad del agua, debida a los elementos arcillosos que lleva en suspension, ni los verdaderos rozamientos sobre el fondo etc, estas fórmulas no han dado resultados satisfactorios.

Desde que las fórmulas teóricas no pueden tener una franca aplicacion en estos casos, dada la importancia del problema, se ha tratado de resolverlo por medio de fórmulas empíricas basadas en las observaciones de los hechos.

El profesor Waltter, de la Universidad de Gantes, tratando de encontrar una relacion entre la accion socavadora de los remolinos de fondo i la velocidad de las corrientes, enunciaba el hecho de que las primeras crecian mas rápidamente que el cuadrado de las velocidades, de donde deducia, que estas socavaciones, a lo ménos, debian tomarse como proporcionales a dichos cuadrados.

Tales eran las ideas que traia a este respecto cuando se me ofreció estudiar las creces del Mapocho i sus velocidades, para fijar las dimensiones i condiciones de la canalizacion. Varios ingenieros habian hecho observaciones bastantes serias al primer proyecto presentado por don Valentin Martínez, i fui comisionado en union con los señores Jerman Gabler i Gustavo Flühman, para verificar las dimensiones del canal proyectado i otros puntos, como la debilidad de zampeado con simple empedrado.

Apoyándome entónces en las observaciones numerosas i prolijas que se hicieron en el cauce del Mapocho, quise ver si se realizaba o nó la proporcionalidad entre las socavaciones i las velocidades enunciadas por el profesor Waltter, i me convencí de que no se realizaba, siendo estas profundidades de socavacion. menores que las deducidas con esta relacion. Ello era lógico, pues las aguas en sus creces no se escurren libremente como las consideradas en las fórmulas hidráulicas, sino que en realidad arrastran una cantidad de piedras, cascajos i materiales gredosos, i de ahí que su color es oscuro i se enturbian, i por consiguiente no actúan como aguas puras.

De los estudios hechos por el señor Flühman en el cauce del Mapocho, a la altura de la entrada de la canalizacion, i de los practicados en el antiguo puente de la Purísima, sacamos los datos siguientes:

Que no habia arrastres de los materiales del lecho sino cuando las velocidades de las aguas, en el fondo, eran superiores a 1,80 m por segundo. (Con velocidades cercanas a esa cifra se limpian las arenas que están en los intersticios del cascajo i queda el fondo como empedrado irregular al cual le falta la capa de arena superficial).

Las velocidades superficiales mayores, tanto arriba, a la altura del Seminario, como en la parte libre del lecho poco antes del puente de la Purísima i en el antiguo «Puente de Palos» no pasaron de seis metros por segundo.

Las mayores socavaciones que se conocian i que se comprobaron, alcanzaban a una profundidad de 3,56 m bajo el lecho.

En la seccion del puente de la Purísima, cuya desembocadura estrechó la seccion de libre escurrimiento en el lecho del rio, las observaciones dieron 7 m como velocidad superficial, cuando en la parte superior era de seis metros por segundo. Si las

socavaciones seguían la ley del cuadrado de las velocidades, debería haber sido en ese punto:

$$6^2 : 3,50 : : 7^2 : x \text{ de donde } x = 4,76 \text{ m,}$$

lo que es exagerado: las fundaciones del puente no tenían mas de 6 m de hondura i mal contados, porque la línea de comparacion no era la parte mas baja del lecho del rio, sino casi el pié de los antiguos tajamares.

El año 1882 fui comisionado en union con don Benjamin Vivanco, para hacer los estudios de los puentes definitivos del Maule, Lircay i Longaví. Las condiciones naturales del Lircay i Longaví, demostraron inmediatamente la hondura mas conveniente para las fundaciones de sus soportes; pero, pasaba todo lo contrario en el Maule, uno de los rios mas caudalosos que tenemos i cuyo álveo es de cascajo de acarreo. Las condiciones de desembocadura i nivel del riel quedaban fijas, por decirlo así, por el perfil mismo del rio en el punto donde se tenía que ubicar el puente. Solo quedaba que resolver los medios de fundacion i sus profundidades para asegurar la estabilidad de la obra.

Para ello contábamos con los datos que se pudieron recojer de la gran crece del año 1877, que se citaba como la mayor conocida hasta esa fecha, i con las observaciones personales que pude recojer durante las creces de verano del año 1882, i con los datos bien precisos que nos suministraban los perfiles del rio levantados con motivo de los diversos puentes que habian sido arrastrados. Del estudio de esos datos llegué a las siguientes conclusiones:

Que las creces de verano, en los canales del álveo, se realizaban velocidades superficiales hasta de 6 m por segundo, en los puntos donde las profundidades eran de 4,20 m de agua.

Que las gravas del lecho del Maule, como las del Mapocho, no eran removidas propiamente, sino mas o ménos lavadas, con velocidades menores de 1,80 m por segundo.

Que si se superponia el perfil del rio levantado por el señor Poisson, cuando construyó el primer puente, al que nosotros hicimos en esa misma seccion, siguiendo el mismo eje longitudinal para el puente definitivo que estudiábamos, se veía que los diversos canales secundarios que se forman siempre en los lechos de los rios torrenciales, siguiendo las líneas de menores obstáculos, al escurrirse las creces, habian cambiado de tal manera el fondo, que en los puntos en que los perfiles primitivos marcaban cotas de 4,20 m sobre el plano de comparacion que se llamaba fondo nuevo, teníamos canales que daban cotas de —6 m bajo el mismo fondo. (fig. 1). Luego las creces, en la seccion AB de la figura, no solo arrastraron al embanque AC sino que removieron el fondo en CB, es decir, hasta 6 m bajo la línea de comparacion.

Las indicaciones anteriores nos daban las acciones de las aguas acumuladas desde el año 1878 al año 1882 sobre las canalizaciones parciales que habia sufrido el lecho del rio durante ese tiempo, i fueron esas observaciones las que se tuvieron pre-

sentes para fijar la hondura de las fundaciones a 10 m bajo el plan de fondo nuevo; 8 que deberian conseguirse con agotamientos con bombas i 2 por el escurrimiento por canales, aprovechando la fuerte pendiente del rio.

La diferencia de hondura de las socavaciones observadas en el Mapocho i Maule, rios cuyos lechos mantienen sus pendientes jenerales casi inalterables, i cuyas velocidades superficiales de las creces ordinarias son las mismas, hace ver que hai otro factor mas que influye en esta hondura; i es lójico deducir que ese factor se encuentra representado por la profundidad de la masa de agua que provoca la socacion.

La conclusion anterior queda demostrada, por decirlo así, por cuanto es evidente que un pequeño volúmen de agua, aunque tome velocidades de alguna consideracion, no produce casi socavaciones en los lechos cascajosos: ese hecho lo pude comprobar muchas veces en los diversos canales de derivacion que tuvimos que hacer en el Maule para alejar las aguas superficiales de los recintos de las excavaciones, miéntras se construian los machones del puente.

Los hechos anteriores me sujirieron naturalmente la idea de que las socavaciones debian ser proporcionales a las masas de agua que provocan los arrastres, encontrándose esas masas representadas por sus profundidades. *Luego, el volúmen de agua influye mas por su hondura que por la cifra absoluta de su gasto por segundo.* Tal fué la conviccion que adquirí de mis observaciones en el Maule, la que se fué confirmando cada vez mas i mas durante el tiempo de la construccion del puente. Dada la inestabilidad del lecho durante las creces de verano, vi formarse en el lecho del rio varios canales: tan pronto como un detalle local cualquiera ponía un poco de mas resistencia en un punto mas que en otro, se iniciaba la formacion de un canal i su crecimiento se hacia con tanta mas rapidez cuanto la altura de la masa de agua que lo provocaba era mayor.

Por otra parte, las repetidas observaciones de estos fenómenos durante los años 1882 a 1884 en el lecho del Maule, me hicieron tambien ver que, a medida que la masa de agua era mayor, la cantidad de gravas i de piedras removidas era tambien mayor i entorpecía mas i mas el movimiento jeneral de las aguas. De ahí que, por torrenciales que sean los rios, las velocidades superficiales de sus aguas no crecen en funcion de las formulas de la hidráulica, sino en los lechos mui duros i resistentes, por cuanto la remocion del suelo por una parte, i la enorme cantidad de acarreos i otras materias que llevan en suspension i que ponen turbias las aguas cuando los lechos son socavables, impiden evidentemente el aumento progresivo de las velocidades: las materias en suspension dan al agua cierta viscosidad i los materiales arrastrados aumentan fuertemente los rozamientos e impiden que se verifique el escurrimiento normal.

Para dar cuenta de mis observaciones en el mismo orden en que las practiqué, aunque se pierda si se quiere un poco la unidad de ellas, manifestaré que al mismo

tiempo que hacia las observaciones anteriores en los puentes con *fundaciones independientes*, pude hacer las siguientes respecto de las fundaciones con zampeados jenerales.

Hemos visto que de los datos recojidos de las creces, etc., del Mapocho, se deducia que en pleno cauce, en los canales donde se midieron las velocidades de 6 m por segundo, se constataban socavaciones de 3,50 m de profundidad: este hecho, *prima facie*, aparecia en contradiccion con la estabilidad del puente de «Cal i Canto» construido durante la dominacion española, a fines del coloniaje, por cuanto dicho puente soportó fuertes creces del Mapocho, sin ser socavado i estaba fundado sobre un zampeado jeneral que sólo tenia 3 varas españolas de profundidad o sean 2,508 m.

Durante las creces sólo se notaba un pequeño peralte en el eje hidráulico, aguas arriba del puente, el cual no se podia atribuir a una disminucion de la seccion de escurrimiento, por cuanto la desembocadura superficial del puente era mayor que la seccion del rio. Aguas abajo, se notaba la formacion de una cascada que puso a veces en peligro la barrera de aguas abajo del zampeado, de tal manera, que en mas de una ocasion los ingenieros municipales tuvieron que botar grandes piedras para impedir la socavacion de dicha barrera por los efectos de la cascada.

La barrera de aguas arriba no habia sido nunca amagada por las socavaciones. La esplicacion de este fenómeno la vinieron a dar las nivelaciones bastante prolijas del lecho del rio, i es la siguiente: la pendiente jeneral del Mapocho en la zona entre el antiguo puente de Palos i el de «Cal i Canto» era de 0,015 m por metro; el zampeado jeneral tenia 20 varas de ancho entre sus barreras, o sea 16,718 m i estaba horizontal: luego la cresta z' de la barrera aguas abajo (fig. 2) se encontraba a 0,25 m sobre el lecho natural del rio. El lecho del rio ántes de la construccion del puente era $Lz z'' L'$, introduciendo el zampeado quedó con un perfil $Lz z' z'' L'$. La masa de agua de las creces de 2,65 m de espesor, corria ántes sin interrupcion i paralelamente al fondo, teniendo su superficie en MN . Construido el zampeado, como no hubo disminucion en la desembocadura, se conservaba el espesor 2,65 m a la masa de agua; pero se ponía horizontal en la estension $z z'$ i eso bastaba para peraltar el eje hidráulico i formar el resalto superficial en R aguas arriba. La cascada de aguas abajo, nace sola por esa misma circunstancia.

Quedaba solamente que buscar la esplicacion de la no socavacion de la barrera de aguas arriba. *Prima facie*, puede decirse que el cambio de direccion de los filetes líquidos que en la zona LZ marchaban paralelamente al fondo i que se ponen horizontalmente en la zona $z z'$ del zampeado, favorece indudablemente los embancamientos hacia aguas arriba, i por consiguiente, se comprende que la influencia de la barrera, *disminuye notablemente la profundidad de las socavaciones* que las corrientes tienden a formar en pleno lecho de rio.

Los datos anteriores eran deficientes para hacer alguna deducccion i como por mis ocupaciones entónces, como ingeniero de los Ferrocarriles del Estado en la seccion de Santiago a Curicó, tuve conocimiento de que las fundaciones de los puentes de los

rios Tinguiririca i Teno Sur se habian ejecutado con zampeados jenerales, i aun mas con la particularidad especial de haberse puesto el plano resistente del zampeado, a 2,50 m bajo el nivel del lecho de los rios: buscando los detalles de la construccion de estas obras, obtuve de don Enrique Budge, que habia atendido la construccion del Teno, el dato siguiente:

Durante la construccion, i poco antes de colocar la superestructura del puente, las fundaciones fueron atacadas por una fuerte crece, i el señor Budge i el personal de la construccion observaron que en el tramo sur, que fué el mas amagado, las aguas socavaron hasta tres metros mas o ménos bajo la arista A de la barrera de aguas arriba del zampeado (fig. 3) i que sus filetes tomaban la curva a b c de la flecha de la figura.

Este fenómeno me fué enteramente confirmado por mi jefe entónces, don Cárlos Hillman, quien me entregó un detalle interesante, como ser, que la masa jeneral de las aguas, que en la parte superior del plano A B del firme del zampeado, tomaba la direccion normal O P con velocidades que no estimaba en ménos de 10 m por segundo; i que esa masa obligaba a las aguas que provocaban la socacion, i que al parecer describian la curva a b c de la flecha, a ponerse paralelas al zampeado poco mas atras de la arista A de la barrera de aguas arriba. Lo anterior me dió una explicacion natural de dicho fenómeno, i al mismo tiempo, una explicacion de la razon por que *los zampeados jenerales necesitan menores profundidades de fundacion para estar a salvo de las socaciones* i esa explicacion es la siguiente:

Es evidente (fig. 4) que las aguas de una crece, al producir las socaciones, forman una masa en movimiento hasta la profundidad en que se hacen sentir sus influencias, arrastrando los materiales desagregados del fondo, i que las velocidades *decrecen* en esa masa, que lleva tantas materias en suspension, mas lijero que entre la superficie i el plan natural del lecho, donde no tienen mas rozamientos que el de los filetes de aguas turbias unos con otros.

Luego si el plan A B del firme del zampeado i el A A' de la barrera del zampeado obliga a todos los filetes que corren paralelamente a O P, a pasar por el punto A, i por consiguiente, las reacciones del plano A A' hacen que estos filetes tomen la direccion b c i aparentemente aparezcan como lanzados segun la curva de la flecha a b c (fig. 4).

Por otra parte, esas mismas reacciones tienden a producir embancamientos en la parte R provocados por todos los materiales pesados, que si bien pueden ser arrastrados, no pueden ser lanzados hacia arriba, en direccion R A; por consiguiente se formará un plan de equilibrio M N donde *no hai socaciones*, a una altura mayor que el plano de arrastre jeneral que es el de socacion en pleno rio,

Si volvemos a examinar el caso del «Cal i Canto» (fig. 5) veremos que sus condiciones parecen mas favorables, por cuanto el plan resistente A B del zampeado se encuentra al mismo nivel que el fondo del rio; luego, frente al punto z, el eje hidráulico se ha levantado i contrarresta mejor la influencia de la derivacion de los filetes n n n... i de ahí tambien que los resaltos que se notan en el eje hidráulico se encuen-

tren siempre acompañados de remolinos que hacen muy difícil su mensura, como lo vimos prácticamente con el señor Flühman.

Como los datos anteriores, si bien daban la explicación de las ventajas de los zampeados generales sobre las fundaciones aisladas, no daban, en cambio, cifras bastantes para llegar a una conclusión. Fué por indicación del señor Hillman que fui entonces a buscar al señor Maning, que había estado también en la construcción del Teno i que era hombre observador i estudioso i que llevaba siempre un diario muy prolijo i detallado de todas las faenas donde había estado como mayordomo mayor: el señor Maning era conductor de puentes i calzadas i por lo tanto capaz de hacer muy buenas observaciones. Efectivamente, en los cuadernos de diarios de este servidor de los Ferrocarriles del Estado, encontré los datos siguientes respecto de las creces del Teno.

Las aguas, obligadas a pasar por los 90 m que tenía la desembocadura lineal del puente del Teno, se arresaban hasta tomar 4 m de hondura sobre el fondo; i sus velocidades superficiales oscilaban de 7 a 10 m por segundo. Los remolinos que se formaban al costado de los machones; se hacían sentir hasta los 7 m alrededor de sus paramentos; i por último, que el fondo del río Teno era *mas duro* que el del Tinguiririca, por cuanto la tosca se encontraba muy encima, sobre todo en el estribo sur donde está a la vista, i que su velocidad de arrastre es de 1,85 m por segundo.

Convencido de que los zampeados generales, por la manera como interrumpen, en todo el ancho del lecho, las corrientes socavadoras necesitan menores profundidades de fundaciones que los machones aislados, i apoyándome en las observaciones hechas en el zampeado del Mapocho, fué como llegué a formular la regla de que los zampeados generales se encontraban asegurados, siempre que las profundidades de sus barreras fueran superiores a una media proporcional entre la altura de la masa de agua i el excedente de la velocidad de fondo, que es el que provoca el arrastre.

Así tenemos para el zampeado del puente de «Cal i Canto»:

v = velocidad superficial máxima.....	6	m por segundo
$v_1 = 0,65 v$ = velocidad de fondo.....	3,90	»
v_2 = velocidad de arrastre del cascajo del Mapocho	1,80	»
v_3 = excedente de velocidad de fondo sobre la de arrastre		
$3,90 - 1,80$	2,10	»
h = hondura de la masa de agua..	2,65	metros
h_1 = profundidad de las socavaciones:		

$$h_1 = \sqrt{h \times v_3} = \sqrt{2,65 \times 2,10} = 2,36 \text{ metros}$$

El zampeado del Mapocho en la fundación del «Cal i Canto» tenía 2,50 metros de profundidad en sus barreras.

Ahora, si aplicamos la regla anterior al caso del Teno, con los datos máximos de la cartera Maning, tenemos:

v = velocidad superficial del agua.....	10	m por segundo
v_1 = velocidad del fondo = $0,65 v = 0,65 \times 10 =$	6,50	»
v_2 = velocidad de arrastre de fondo.....	1,85	»
v_3 = excedente de velocidad de arrastre $6,50 - 1,85 =$	4,65	»
h = altura de la masa de agua.....	4,00	metros.

Por consiguiente, tenemos:

$$h_1 = 4 + 4,65 = 4,31 \text{ metros.}$$

resultado que parece estar en contradiccion con la regla anterior, por cuanto, de las observaciones del señor Budge, confirmadas por los apuntes del señor Maning, tenemos que las creces socavan 3 metros bajo el plan del afirmado del zampeado del Teno; pero, si recordamos, que el zampeado del Teno tenia el plan del firme a 2,50 m bajo el nivel del suelo, i, por consiguiente, que los arrastres i socavaciones que provocan las creces, no se encuentran perturbados en esos 2,50 m, mas que por el aumento de los rozamientos de las masas de cascajos arrastrados, i que por lo tanto, podemos en realidad para nuestra fórmula tener $h = 4 + 2,50 = 6,50$ m, tenemos:

$$h_1 = 6,50 + 4,65 = 5,50 \text{ m}$$

de igual valor que la que observó, pues $h_1 = 2,50 + 3 = 5,50$ m.

Lo que confirma la regla propuesta i demuestra que, aun en los casos mas desfavorables, que es el que se considera como seccion de libre escurrimiento, hasta el plan del zampeado que está a los 2,50 m bajo el lecho normal, la construccion está segura.

La confirmacion de la regla con el zampeado del Tinguiririca, la tuve con las creces del año 1900, observadas por don Enrique Leballeur, quien me proporcionó los siguientes datos:

«Sobre el segundo machon del puente, se dirijen dos corrientes mui fuertes; una del norte que chocaba contra el paramento norte del machon central, i la otra, que venia del sur, paralelamente a la línea, chocando con fuerza al lado sur del mismo machon. Estas corrientes tenian una velocidad no inferior a diez metros por segundo.

«La hondura de agua fué de 2,59 metros.»

Tenemos entónces:

$h = 2,50 + 2,50$ (por cuanto el zampeo del Tinguiririca como el del Teno tienen el firme a 2,50 m bajo el fondo); $v = 10$ m por segundo; $v_1 = 0,65 v = 6,50$ m por segundo; $v_2 = 1,61$ m por segundo; por consiguiente:

$$v = 6,50 - 1,60 = 4,90 \text{ m por segundo, i}$$

$$h_1 = \sqrt{5 \times 4,90} = 4,95 \text{ metros.}$$

Este zampeado tiene sus barreras a 7 m bajo el fondo, por consiguiente no podía ser socavado, como habia quedado demostrado perfectamente con todas las observaciones hechas en las creces de los años 1888 i 1889, que observó el señor Hillman, i que pude observar yo tambien personalmente; creces mui fuertes que comprometieron bastante los terraplenes de acceso de dicho puente, obligando su defensa a colocar fuertes bloques artificiales que se han ido enterrando poco a poco en los cascajos, encontrándose ahora cubiertos por los enrocados naturales posteriores.

Las grandes creces del año 1900 me dieron datos bastantes para ver confirmada la regla anterior de una manera tal, que ya podia estimarla, si no como la última palabra a este respecto, por lo ménos, como una buena indicacion práctica que podia ser tomada por norma en los casos de proyectos i estudios semejantes; i por eso, sólo entónces me atreví a publicarla en los ANALES DEL INSTITUTO DE INJENIEROS DE CHILE i darla en mi curso de la Universidad del Estado.

Efectivamente, las observaciones de las creces del año 1900 me dieron los datos siguientes respecto de las fundaciones con zampeados jenerales.

Puente del Estero de Limache

Con un zampeado jeneral compuesto de barreras de pilotes i tabla-estacados, puestos a 2 m unos de otros, formando un cajon que se rellenó con piedras, i entre ellas, el afirmado del zampeado jeneral; las barreras del zampeado i las fundaciones tenian 6 m de profundidad. Estas fundaciones se mantuvieron perfectamente bien cerca de 45 años. El fondo del estero es de arena i la pendiente media es de 5 por mil. La hondura de agua, en las creces corrientes observadas ántes del año 1900, fué de 4,10 m como máximo: desgraciadamente no se tomaron datos sobre las velocidades superficiales. Las velocidades de arrastre de fondo son de 0,30 m por segundo dada la finura de las arenas.

Por falta de observaciones directas sobre las velocidades, las deduje para las creces corrientes, de la fórmula $H_i = bu^2$, teniendo por una nivelacion, la pendiente media por metro $i = 0,005$. Con estos datos encontré para las creces corrientes $u = 3,70$ m por segundo i por consiguiente $v = 4,62$ m por 1" como velocidad superficial i $v_1 = 2,70$ como velocidad de fondo; por consiguiente: $v_2 = 2,70 - 0,30 = 2,40$ m por segundo como excedente de la velocidad de arrastre de fondo, de donde

$$h_1 = \sqrt{4,10 \times 2,4} = 3,13 \text{ m}$$

Luego era evidente que el zampeado con barreras que tenian 6 m de profundi

dad era perfectamente seguro, i eso explica por qué esas fundaciones no habian sido nunca amagadas por las creces. Pero, poco ántes del año 1900, los ingenieros de la Empresa de los Ferrocarriles del Estado *hicieron tapar i terraplenar* un boquete de 20 m de luz que habia poco mas arriba del puente de Limache i que servia de *tramo de descarga* de las creces del estero. El resultado de esta medida, que obligó a todas las aguas del estero *a pasar por la misma desembocadura por la cual ántes sólo pasaba una parte de las aguas* era de preverlo, i por eso las creces del año 1900 hicieron levantar el nivel de las aguas, en la seccion del puente del estero de Limache, a 4,60 m, en lugar de 4,10 que era el máximum observado ántes, es decir. las aguas llegaron casi a chocar con las vigas de la superestructura.

Como tampoco se hicieron observaciones de velocidades por los ajentes que presenciaron esas creces, las he deducido de los datos del lecho, usando para ello la fórmula dada últimamente en los *Annales des Ponts et Chaussées* en la entrega de Enero i Febrero del presente año; esta fórmula que se da ahora para determinar las velocidades i los gastos de agua en funcion de las pendientes i lechos de los rios, es deducida de la fórmula de Bazin

$$\alpha + \frac{\beta}{\sqrt{R}} = \frac{VRI}{u}$$

en la cual se representa por γ la relacion $\frac{\beta}{\alpha}$, i la fórmula toma entónces la forma

$$u = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \times \sqrt{RI}$$

Despues de varias esperiencias hechas en los lechos de los rios se ha dado para el coeficiente $\gamma = 2,10$ como valor medio. Por otra parte, las observaciones hechas en el rio Isere con barrancas de paredes terrosas, i que es mas o ménos torrencial, dió para el valor del coeficiente γ una cifra superior a 1,75, lo que confirma que la cifra 2,10 es un buen promedio.

Luego tendríamos para deducir las velocidades de las creces del año 1900 en el estero de Limache:

$$\omega = 276 \text{ m. c.} \quad X = 96,8 \text{ m.} \quad R = 2,85 \quad I = 0,005$$

$$u = \frac{87}{0,005 + \frac{2,10}{\sqrt{2,85}}} \times \sqrt{2,85 \times 0,005} = 8,38 \text{ m. p. 1''}$$

Las velocidad superficial será entónces de:

$$v = 1,25 u = 1,25 \times 8,38 = 10,47 \text{ m. p. 1"}$$

La velocidad de fondo: $v_1 = 0,75 u = 0,75 \times 8,38 = 6,28 \text{ m. p. 1"}$

Excedente de la velocidad de arrastre: $6,28 - 0,30 = 5,98 \text{ m. p. 1"}$ de donde:
 $h_1 = \sqrt{4,60 \times 5,98} = 5,24 \text{ m.}$

Como las barreras tenían 6 m de profundidad pudieron soportar la imprudencia de la tapadura del tramo de descarga que tenía el puente del Estero de Limache; i este caso, un tanto anormal, viene tambien a confirmar las deducciones de la fórmula propuesta para estimar las fundaciones de las barreras de los zampeados jenerales.

El zampeado del puente del *Estero de Lampa*, nos presenta otro caso de comprobacion. Este puente construido el año 1860 con superestructura metálica de viga continua de 121 m de largo, dividido en 8 tramos, cuyos machones i estribos están fundados sobre una capa de arena de regular grueso i mui cuarzosa, de profundidad que podemos considerar como indefinida, ha puesto bien de relieve *el valor i condiciones de las fundaciones con zampeados jenerales*.

Las fundaciones de sus machones se bajaron hasta los 4 m de profundidad, i por economía sólo se defendieron colocando una sola barrera de pilotes i tabla-estacas, aguas abajo del puente i que servia *como una barrera posterior de un zampeado que se habia economizado*.

Los primeros soportes intermediarios de este puente fueron cepas metálicas, hechas con tubos de fundicion i perfectamente construidas. Como era natural, la barrera de aguas abajo no podia servir de proteccion a las fundaciones de los machones, por cuanto, delante de esa barrera, como lo hemos visto en el caso del rio Teno, se producen los arrastres i socavaciones: por eso se desnivelaron las albañilerías que servian de plinto a las capas metálicas, con las primeras creces que vinieron despues de construido el puente.

Despues de este accidente, que debió habersé evitado, no haciendo economías completamente inconsultas en las fundaciones de una obra de arte, se rectificaron los niveles de la mampostería i de las cepas que se habian desnivelado; se renovó el pilotaje i tabla-estacado de la barrera de aguas abajo en las partes que se habia maltratado, i se formó francamente un zampeado de fondo con una capa de hormigon defendido por la barrera de aguas arriba. Es decir, solo entónces se hizo una fundacion adecuada a las circunstancias.

Esta fundacion soportó perfectamente las creces de los años 1877 i 1878 que han sido de las mayores conocidas, i se mantuvieron en perfecto estado hasta el año 1888, en que uno de sus machones fué desnivelado nuevamente, fenómeno que, como era natural, sorprendió en el primer momento. Pero, estudiando este caso en sus detalles, encontré no sólo la razon de ese accidente, sino tambien una confirmacion mas para la fórmula de socavaciones.

Los hechos pasaron de la manera siguiente: hasta ántes del año 1888 los sopor-tes intermediarios de la viga continua que constituye la superestructura del puente del Estero de Lampa habian sido *cepas metálicas*, cuyos pies derechos eran formados por tubos de fundicion; como estas cepas, dieron señales evidentes de trizaduras en sus tubos, la Administracion de los Ferrocarriles del Estado las mandó quitar i reem-plazar *por machones de mampostería*, los que, como era natural, redujeron la desembocadura lineal de 12,60 m i como las aguas suben hasta mas de 3 m sobre el fondo, los machones redujeron, *por lo ménos* de 37,80 metros cuadrados de la desemboca-dura superficial del puente. A mas de eso, los machones de mampostería, aun con sus tajamares de medio punto, provocan mas perturbaciones en las corrientes i mas remolinos que las cepas metálicas. Por eso, no se puede estrañar que pasase el fenó-meno de *que las fundaciones que eran adecuadas para un régimen del Estero de Lampa*, fallasen el año 1888 por la imprudencia del estrechamiento de la desembocadura superficial del puente, *sin compensar ese estrechamiento*, que debía aumentar las ve-locidades de las aguas, *con un refuerzo en las fundaciones de los soportes*.

Como no se hicieron observaciones directas de las velocidades de las creces del año 1888 en el Estero de Lampa, voi a deducirlas, como en el caso anterior, de la nueva fórmula de Bazin.

$$u = \frac{87}{I + \frac{\gamma}{R}} \sqrt{RI}$$

$$u = \frac{87}{0,0055 + \frac{2,10}{2,08}} \sqrt{2,08 \times 0,0055} = 6,55 \text{ m.}$$

teniendo:

$$\omega = 325,2 \text{ m. c.}$$

$$R = \frac{\omega}{x} = 2,08$$

$$I = 0,0055 \text{ por m.}$$

$$h = 3$$

$$L = 108,4$$

$$x = 156 \text{ m.}$$

Por consiguiente, la velocidad de fondo:

$$v_1 = 0,75 u = 0,75 \times 6,55 = 4,81 \text{ m por 1'' i } v_2 = 4,81 - 0,30 = 4,61$$

de donde:

$$h_1 = 1 \overline{3 \times 4,61} = 3,72 \text{ m.}$$

Se concibe perfectamente la inseguridad de las fundaciones de 4 metros de profundidad, con la alteracion del régimen del Estero.

Si suponemos ahora, que las creces anteriores al año 1900 tuvieron los mismos volúmenes de agua que esta última, como pasa por una seccion mayor o' = 363 metros cuadrados, la velocidad media de escurrimiento habria sido de:

$$u' = \frac{2\,130 \text{ m}^3}{363} = 5,86 \text{ m por 1''}$$

i, por consiguiente, la velocidad de fondo $v'_1 = 0,75 u' = 4,28 \text{ m por 1''}$, de donde $v'_2 = 4,28 - v_2 = 4,28 - 0,30 = 3,98 \text{ m por 1''}$, i

$$h'_1 = 1 \overline{3,98 \times 3} = 3,45 \text{ m}$$

lo que explica suficientemente la situacion de equilibrio que se habia mantenido en las fundaciones de este puente durante los años anteriores al 1900, despues de habersele colocado al zampeado la barrera de aguas arriba con 4 m de profundidad.

Despues del año 1900, la Empresa de los Ferrocarriles tuvo que reforzar las barreras del zampeado del puente de Lampa, para impedir que con el estrechamiento de la desembocadura que tuvo la seccion del puente, se provocasen nuevas desnivelaciones en los soportes intermedios.

Río Claro de Yumbel

Por último, citaremos el caso del zampeado jeneral construido por el señor Poisson, para fundar los machones del puente del Río Claro de Yumbel casi en su desembocadura sobre el Río Laja, que es donde lo atraviesa la línea férrea del Sur. El señor Poisson sostuvo que el Claro no podia sino tener aguas con velocidades muy pequeñas, por cuanto se encontrarian siempre arrepresas por las del Laja, i cometió el error, no sólo de estrechar el cauce natural del Claro, con grandes terraplenes, colocando en él sólo un puente de 100 metros entre los paramentos de sus estribos, dividido en 10 tramos de 10 m de luz de centro a centro de cada uno de ellos, o sea con 70 m de desembocadura lineal efectiva si no tambien el de no hacer ningun estudio de la hoya hidrográfica de dicho río. Los machones de mampostería tenían

4,60 m de alto i las aguas *subieron* hasta 3,50 m sobre el zampeado que protejia la fundacion.

El zampeado, que era jeneral, se componia de dos barreras, una aguas arriba i la otra aguas abajo, colocadas a 9,50 m de los tajamares de los machones: cada barrera se componia de dos filas de pilotes i tabla-estacas espaciadas de 1,20 m i con 3,50 m de hondura: el cofre así formado se rellenó con hormigon. El firme del zampeado estaba colocado a 0,50 m mas bajo que el plan del fondo del rio, lo que hacia que las barreras quedasen enterradas de 4 m bajo el fondo.

Este puente se cayó íntegro el 1.º de Agosto de 1873. El señor Poisson atribuyó el fracaso a la reunion de dos brazos del rio Claro aguas arriba, provocándose así una fuerte correntada; pero los hechos demostraron lo contrario. Las correntadas que se formaron en el rio Claro de Yumbel en las creces del año 1873, lo mismo que las que se observaron en las creces del año 1888 i posteriormente el año 1900 por el ingeniero don Francisco Sayago, no vienen de la reunion de los diversos brazos subalternos del Claro, sino que en esos años, el rio Claro *ha crecido primero* que el rio Laja, i por consiguiente, sus aguas no se han encontrado *arrepasadas* i han tomado la velocidad correspondiente a las desnivelaciones del eje hidráulico:

El señor Sayago no pudo tomar indicaciones de velocidades, pero tomó las pendientes $I=0,00146$ por m para las creces normales, es decir, cuando el rio Laja arre- presa las aguas del Claro: i $I'=0,0075$ por m para las creces como las de los años 1873 en que llueve primero en la Cordillera de la Costa, i el Claro crece ántes que el Laja.

Con los datos suministrados por el señor Sayago relativos a las pendientes i los correspondientes al perfil del puente, tenemos los necesarios para calcular las velocidades de escurrimiento en los casos, de la manera siguiente:

$$L=70 \text{ m} \qquad h=3,5$$

$$\omega = 70 \times 3,50 = 245 \text{ m}^2$$

$$I=0,00146 \qquad v_2 = 0,25$$

$$x = 70 + 16 \times 3,5 = 126 \text{ m}$$

$$u = \frac{87}{0,00146 + \frac{2,10}{1,94}} \times \sqrt{0,00146} = 3,07$$

de donde

$$v_1 = 0,754 u = 2,30 \text{ m por } 1''$$

$$v_3 = v_1 - v_2 = 2,30 - 0,25 = 2,05 \text{ m por } 1''$$

$$h_1 = 1 \overline{2,05 \times 3,50} = 2,79 \text{ m}$$

Luego, en las condiciones normales, el zampeado pudo haber resistido; pero, atacado por una crece *anormal*, en las que el Claro crece antes que el Laja i cuando tenemos como datos anteriores:

$$I' = 0,0075 \quad u' = \frac{87}{0,0075 + \frac{2,10}{1,94}} \sqrt{0,0075 \times 1,94} = 7,71$$

de donde:

$$v_1 = 0,75 \times 7,71 = 5,54 \text{ m por } 1''$$

$$v_3 = 5,54 - 0,25 = 5,29 \text{ m por } 1''$$

$$h_1 = 1 \overline{5,29 \times 3,50} = 4,40 \text{ m}$$

Lo que explica perfectamente el fracaso completo del puente, ya que las barreras estaban enterradas sólo a 4 m bajo el fondo.

Los cálculos anteriores se han encontrado plenamente confirmados por los fracasos de los *cuatro puentes* que se les han caído a la Empresa de los Ferrocarriles del Estado en ese río. Los dos primeros, por mantener la situación anormal estrechando la desembocadura del puente i haciendo por ese motivo que las aguas subiesen hasta 3,50 m sobre el fondo, en lechos de arenas finas i enteramente movedizas. I los dos últimos, porque despues de abandonar los zampeados no se dieron a las fundaciones profundidades mayores, cuando *es un hecho ya bien comprobado*, que las fundaciones independientes necesitan para estar a salvo de las socavaciones, *tener profundidades mayores que las barreras de los zampeados*.

Las caídas de los últimos puentes provisionales que se construyeron en el río Claro de Yumbel demostraron *prácticamente* que las fundaciones sin zampeado estaban espuestas a socavaciones que llegaban a mas de 5 m de profundidad, por cuanto la locomotora que cayó se encontró enterrada a esa hondura; ahora bien, las arenas finas del lecho si bien son arrastradas con facilidad por las aguas, son incomprensibles, por lo tanto, la penetracion producida por el golpe de la caída de la masa de la locomotora ha sido pequeña.

Sólo ahora último la Empresa ha emprendido ahí un trabajo en conformidad con las necesidades del río Claro; aumentando por una parte la desembocadura del puente

al doble de la anterior i por consiguiente, no provocando ningun arrepresamiento de las aguas de las creces, sino el natural que puede venir del rio Laja; i por otra parte, llevando la hondura de las fundaciones tubulares directas hasta 15 i 18 m de profundidad.

Como se ve, las creces de 1900 comprobaron la fórmula empírica que habia deducido de los efectos de las anteriores, si bien no de una manera matemática, pero sí haciendo ver que *prácticamente*, esa fórmula daba siempre indicaciones muy útiles para fijar la *hondura mínima* de la barrera de los zampeados.

Las creces del año 1900 rompieron el zampeado del puente del Tinguiririca, pero ese mismo hecho no vino a ser una escepcion en contra de la regla anterior, sino que vino a demostrar la *inconveniencia* que hai en colocar el plan del firme del zampeado a grandes profundidades bajo el nivel normal del lecho de los rios. Efectivamente, los sondajes hechos en el Tinguiririca demostraron claramente, que la parte del firme habia desaparecido en una estension como de 25 m al rededor del machon caído, i las piedras del firme, que eran muy conocidas por su naturaleza, se encontraron aguas abajo entre los 300 a 500 metros del puente.

La colocacion del firme a 2,50 m bajo suelo, hizo imposible la revision i atencion de ese zampeado, i la experiencia ha demostrado claramente, en los puentes de San Felipe, Curimon, Salto etc, que los afirmados de los zampeados necesitan ser revisados constantemente despues de las creces. El zampeado de la canalizacion del Mapocho, aunque muy fuerte, se ve atacado i ya las mezclas fallan en las junturas de las mamposterias.

No hai duda entonces que la falta de atencion i de conservacion del afirmado del zampeado del Tinguiririca i el desgaste constante que han provocado los materiales de acarreo de las creces durante 25 años, han sido la causa de su rotura, manifestando ese hecho el gran defecto de ese sistema.

En la Empresa de los Ferrocarriles se me dijo que la razon que se tuvo para poner el zampeado de los puentes Tinguiririca i Teno a 2,50 m bajo el lecho del rio, fué por verse libre de la formacion de las cascadas en las barreras de aguas abajo; como se vió en el puente de «Cal i Canto» i el de San Felipe que llegaron a encontrarse amenazados por esas cascadas.

Es evidente que enterrando el firme del zampeado, se evita la formacion de cascadas aguas abajo; pero bastará para ello, como se hizo en el puente del Claro de Yumbel, bajar 0,50 m al máximo, para dejar siempre visible la obra i poder hacer fácilmente las reparaciones i su conservacion.

Si los afirmados del zampeado del Teno Sur no se han dislocado, encontrándose en las mismas condiciones del Tinguiririca, es decir, enterrados a 2,50 m bajo el fondo del rio, no es porque sean mejores ni sus mezclas hayan resistido mas, sino por haber sido mucho menos fatigados por las creces. Despues del año 1888 se hizo indispen-

sable construir *dos puentes* en el Teno: no porque el volúmen de sus aguas hubiese duplicado, sino por la naturaleza del lecho, por una parte i especialmente por las necesidades del regadío de los prédios de la ribera norte, obligaron a demoler los botadores etc. que la Empresa de los Ferrocarriles había construido para obligar a todas las aguas del Teno a pasar por el *punte sur*. Quitándose los botadores, por lo ménos la mitad de las aguas del rio se escurrieron por el brazo norte, donde se hizo un puente con 95 m de desembocadura lineal. Luego las aguas del Teno, divididas por mitad próximamente, entre los dos puentes, forzosamente tienen que ejercer ménos accion socavadora sobre el zampeado del puente sur; i esa situacion verdaderamente descansada, por decirlo así, la tiene ese zampeado desde 1892, miéntras que el del Tinguiririca ha trabajado siempre en condiciones enteramente fatigosas, por cuanto la Empresa de los Ferrocarriles, con las defensas de los terraplenes, ha obligado siempre a todas las aguas, aun la de las creces, a pasar por el único puente que tiene.

Estos hechos, como se ve, esplican bastante bien el fuerte desgaste del zampeado en el Tinguiririca, i la estabilidad de que hasta ahora goza su jemelo del puente del Teno Sur.

El estudio de los zampeados, como lo hemos visto, me habia hecho formar la relacion de la media proporcional entre las honduras de las aguas i las velocidades de los arrastres, para fijar las socavaciones máximas en estos casos; i los estudios de las fundaciones aisladas, me habian confirmado en la creencia de que ellas eran atacadas por las corrientes a profundidades mucho mayores que las de los zampeados, i que en las fundaciones aisladas habia que hacer intervenir mas las profundidades de las aguas, *por cuanto ellas representan la masa que arrastra los materiales sueltos del fondo, o los ya removidos por otras causas.*

Fué, fundándome en las consideraciones anteriores, que hice los tanteos de algunas combinaciones, hasta llegar a la siguiente, que es la que mas satisface los datos prácticos.

Si llamamos:

v = la velocidad superficial de una corriente,

v_1 = su velocidad de fondo,

v_2 = la velocidad de arrastre del lecho del rio,

v_3 = el excedente de velocidad de fondo sobre la de arrastre, $v_1 - v_2 = v_3$

h = la hondura de agua de la corriente, i

h_1 = la profundidad de las socavaciones.

v' = la diferencia entre la velocidad superficial i la de fondo, es decir $v' = v - v_1$

n = la relacion entre v' i la altura de la masa de agua, es decir:

$$n = \frac{v'}{h}$$

La profundidad de las socavaciones seria dada por la razon entre el excedente de la velocidad de fondo sobre la de arrastre, es decir, v_3 i n ; i tendríamos:

$$h_1 = \frac{v_3}{n}$$

Ahora, como de una manera jeneral se admite para estos casos que: $v_1 = 0,65 v$, i, por lo tanto, $v - v_1 = v' = v - 0,65 v = 0,35 v$ i $v_3 = (0,65 v - v_2)$, de donde:

$$n = \frac{0,35 v}{h}$$

tenemos:

$$h_1 = \frac{v_3}{n} = \frac{h (0,65 v - v_2)}{0,35 v} = h \left(1,858 - 0,35 \frac{v_2}{v} \right)$$

La relacion anterior, pone mas de relieve la influencia de las profundidades de las masas de agua que provozan los arrastres, i la manera de hacer figurar la altura de agua que provocan las socavaciones, está enteramente conforme con los hechos que habia observado, de que aun en los rios donde se forman canales, si ellos no son rellenados por los embanques que se forman al retirarse las creces, o por los empleados encargados de la conservacion de las obras de arte, *esos puntos llegan a ser peligrosos, cualquiera que sea la profundidad de la fundacion, porque las socavaciones posteriores, seguirán siendo funcion directa de la hondura de las aguas que se tenga en esos canales, i por lo tanto, cada vez mayores.*

Todas estas ideas, que fueron las que sirvieron de base en los años 1887 i 1888, para llegar a la determinacion de la relacion anterior, las he visto despues confirmadas por la esposicion que hace Mr. Jean Résal, de su curso de «Emplacements, Debouchés, Fondations de Ponts en Maçonnerie», publicado en 1906 (pájs. 19-28) donde esplaya el cálculo de los sollevamientos de los ejes hidráulicos i remolinos que producen las corrientes de los rios al chocar contra los apoyos de los puentes. De la misma manera vi confirmada en la obra de Résal la opinion de que las socavaciones no eran proporcionales a los cuadrados de las velocidades, i por consiguiente, que mis observaciones estaban tambien, en este punto, de acuerdo con las mejores observaciones hechas por los profesores europeos. Efectivamente, Résal dice página 33: «Bajo el punto de vista de las socavaciones de los terrenos, no es sobre la velocidad media i deducida del cálculo del resalto sobre la que se debe operar. Basta tomar en cuenta la velocidad del fondo v_1 que es sensiblemente inferior: se admite en jeneral que v_1 sobrepasa $\frac{1}{2} v$ sin llegar a $\frac{2}{3} v$, i se puede adoptar como término medio $\frac{3}{4} v$ » i mas adelante agrega: «Lo que importa conocer son las velocidades capaces de producir, delante de un obstáculo fijo como un machon de puente, las socavaciones, es

decir, la escavacion profunda durante el tiempo que duran las creces, las cuales en jeneral no son de larga duracion para los rios de corrientes rápidas.»

Es ese justamente el punto al cual hai que dedicar verdaderamente la atencion, i en el que, como lo he manifestado antes, hai que determinar *experimentalmente en cada rio*, como lo hice en el Mapocho en compañía con el señor Flühmann i despues con mis observaciones en el Maule i en el Cachapoal. Las velocidades de arrastre de fondo, v_2 , que deben figurar en las fórmulas, no son las de los arrastres de los terrenos sueltos, sino de los terrenos tal como se encuentran en los lechos de los rios.

Rosal dice: «Parece que bajo este punto de vista (las corrientes que socavan) las cifras indicadas mas arriba (que son las que jeneralmente figuran como arrastre de los terrenos) podrian ser aun duplicadas i triplicadas. Las socavaciones son verdaderamente terribles en los terrenos sueltos o divididos, arcillas, tierras, arenas, gravas, cascajos, piedras quebradas, enrocados etc. Las rocas, aun las blandas, pueden ser consideradas como insocavables: una corriente cuya velocidad llegue a 6 m no seria capaz de atacarlas bastante profundamente durante algunos dias, que son lo que duran los períodos violentos de las creces, para poder poner en peligro las fundaciones de una obra de arte.»

El mismo raciocinio anterior demuestra también, que si las fundaciones de un puente que se encuentran aun en rocas blandas (toscas entre nosotros) si bien ellas no ofrecen peligro al ser atacadas por las creces *durante una temporada*, estos ataques repetidos constantemente, podrán llevar la obra a la ruina, si los desgastes sucesivos que las creces provocan en las rocas no se reparan i concluyen por descubrir las bases de las fundaciones; lo que se vió prácticamente en el caso de la caída del puente del Longaví. Sus fundaciones fueron *desgastadas poco a poco*, i aunque las desnivelaciones de algunos machones pusieron en evidencia estos hechos, como no se procedió a hacer ninguna reparacion para tratar de conservar esta obra, ella cayó con las creces del año 1900.

Haciendo entrar en la fórmula propuesta los datos obtenidos de las observaciones efectuadas en el Mapocho, tenemos en el lecho jeneral del rio, sin el obstáculo de los machones:

$$v = 6 \text{ m por } 1''.$$

$$H = 3,40 \text{ m en los canales mas profundos.}$$

$$v_1 = 0,65 v = 0,65 \times 6 = 3,9 \text{ m por } 1''.$$

$$v_2 = 1,80 \text{ m por } 1''.$$

$$v_3 = 3,90 - 180 = 2,10 \text{ i por consiguiente:}$$

$$n = \frac{2,10}{3,40} = 0,62$$

$$v' = 6,00 - 3,90 = 2,10 \text{ m por } 1''$$

$$H_1 = \frac{2,10}{0,62} = 3,40 \text{ m}$$

Las observaciones nos habían dado 3,50 m para esta cifra.

Las creces anteriores al año 1877, no habían provocado nunca ninguna perturbacion en las fundaciones del puente de la «Purísima» i sin embargo, por la estrechez del cauce producida por los embanques, teníamos en ese punto, los datos siguientes:

$$v = 7 \text{ m por } 1'' \quad v_2 = 1,80 \quad h = 3,50 \text{ m}$$

luego:

$$v_1 = 0,65 \times 7 = 4,55 \quad v' = 7,00 - 4,55 = 2,45 \text{ m} \quad n = \frac{2,45}{3,50} = 0,70$$

$$v_2 = 4,55 - 1,80 = 2,75 \quad h_1 = \frac{2,75}{0,70} = 3,93 \text{ m}$$

o sean 4 metros de socavacion i como los machones tenian 6 m de fundaciones, era evidente que no tenian peligro.

Las creces de los años 1877 i 1878, por los embanques que se siguieron, produciendo en el lecho del Mapocho, en la seccion del puente de la «Purísima» se tuvieron las velocidades i honduras siguientes:

$$v = 8 \text{ m por } 1'' \quad h = 4 \text{ m} \quad v_2 = 1,80 \text{ m}$$

de donde:

$$v_1 = 0,65 \times 8 = 5,20 \text{ m} \quad v' = 8,00 - 5,20 = 2,80 \text{ m}$$

$$v_2 = 5,20 - 1,80 \quad v_2 = 3,40 \text{ m}$$

$$n = \frac{2,80}{4} = 0,70 \quad h_1 = \frac{3,40}{0,70} = 4,86 \text{ m}$$

Cerca de los 5 m de socavaciones, i por eso el estribo sur del puente que tenia ménos fundaciones se encontro amagado i fué preciso defenderlo con enrocados de piedras sueltas.

Aplicando la relacion anterior a las creces del Maule con los datos que ya hemos apuntado correspondientes a las creces comprendidas entre los años 1875 i 1882, incluyendo la gran crece del año 1877, tenemos:

Para las creces normales de verano:

$$v = 7,00 \text{ m} \quad v_1 = 0,65 v = 4,55 \text{ m} \quad h = 4,20 \text{ m} \quad v' = v - v_1 = 2,45 \quad v_2 = 1,80$$

$$n = \frac{2,45}{4,20} = 0,583 \quad v_2 = 4,55 - 1,80 = 2,75 \text{ m} \quad h_1 = \frac{2,75}{0,58} = 4,75 \text{ m}$$

es decir, socavaciones de 5 m de hondura próximamente, lo que está conforme con los datos de los perfiles.

Para la gran crece de invierno de 1877:

$$v = 7,30 \text{ m por } 1'' \quad v_1 = 0,65 \quad v = 4,745 \text{ m} \quad v' = v - v_1 = 2,55 \text{ m} \quad h = 5 \text{ m}$$

$$n = \frac{2,555}{5} = 0,511 \quad v_2 = 1,80 \quad v_3 = v_1 - v_2 = 4,745 - 1,800 = 2,945 \text{ m}$$

$$h_1 = \frac{2,945}{0,511} = 5,765 \text{ m}$$

lo que está conforme con la cifra de 6 m que acusa la superposicion de perfiles, i lo que demuestra que, en los canales, cuando no se corrige el fondo, se van ahondando mas i mas i que esa socavacion de 6 m es el resultado de las acciones de las aguas durante los años 1877 a 1882 o sea de 5 años, por cuanto quedó constancia, por los mismos perfiles, que los canales formados el año 1877 eran los mismos, en las partes principales del lecho, que los encontrados el año 1882 por los perfiles que levantamos con el señor Vivanco.

Las creces del Maule del año 1899 superaron a las del año 1877, segun los datos que me suministró el señor Henríquez, que atendió el puente como ingeniero de la seccion de Talca a Chillan, por cuanto las aguas subieron hasta la cornisa de los machones, es decir 5,60 m o sea 0,60 m mas que las creces del año 1877, porque la cornisa está con ese nivel. La velocidad superficial no fué debidamente observada, i de los datos que se me dieron no la puedo suponer menor de 8 m, dada la pendiente media del rio en ese punto que es de 0,012 m por metro.

Si con estos datos determinamos la socavacion, tendremos:

$$v = 8 \text{ m} \quad v_1 = 0,65 \times 8 = 5,20 \text{ m} \quad v' = 8,00 - 5,20 = 2,80 \text{ m}$$

$$h = 5,60 \text{ m} \quad v_3 = 5,20 - 1,80 = 3,40 \text{ m}$$

$$n = \frac{2,80}{5,60} = 0,50 \quad h_1 = \frac{3,40}{0,50} = 6,80 \text{ m}$$

es decir, estas creces ahondaron los canales antiguos dejándolos de 6,80 m de profundidad. Ahora bien, si comparamos los perfiles del tiempo de la construccion (fig. 90) con el levantado por el señor Henríquez despues de la crece de 1899, tenemos que la profundidad de los canales que se mantenía constantemente al costado del machon número 1, tenían 6,25 m, lo que está perfectamente de acuerdo con la fórmula, por

cuanto, como lo hemos dicho, las observaciones de las velocidades no fueron perfectamente exactas.

En esta época, el señor Henríquez, como encargado de la conservacion de esos puentes, pidió autorizacion para restablecer los fondos i quitar esos canales que amenazaban eminentemente el puente si venia otra crece mas fuerte: desgraciadamente, por economías, no se hicieron entónces las atenciones de conservacion que la mas estricta prudencia aconsejaba, i ese machon fué sorprendido, con ese canal de 6,50 m por las creces del año 1900. Las velocidades superficiales de las creces fueron estimadas por el señor Henríquez entre 9 a 10 m por segundo i como las honduras de agua en los canales fueron de 6,50 m, tendríamos *con la velocidad menor*:

$$v = 9,00 \text{ m} \quad v_1 = 0,65 \times 9 = 5,85 \quad v' = v - v_1 = 3,15 \text{ m} \quad h = 6,50$$

$$n = \frac{3,15}{6,50} = 0,48 \quad v_2 = 5,85 - 180 = 4,05 \quad h_1 = \frac{4,05}{0,68} = 5,94 \text{ m}$$

Luego no habia por qué extrañarse que las creces del año 1900 desnivelasen el machon, por los efectos acumulados de las socavaciones sucesivas de las creces anteriores, *que no se contrarrestaron oportunamente*.

Como se ve, las creces del año 1900, vinieron a confirmar mis cálculos i a poner en evidencia, lo que ya deberíamos saber todos los ingenieros chilenos, *que no se puede hacer una obra de arte estable, si no se le conserva oportunamente contra los efectos destructores de la naturaleza*.

La confirmacion que en este caso dieron a las fórmulas de las socavaciones directas, las creces del año 1900 fueron tan conducentes como las que habia tenido para los zampados, como lo veremos por el exámen de los demás puentes en que tuve datos que merecieran confianza; i por eso, despues de esa fecha, di la fórmula en los ANALES DEL INSTITUTO DE INJENIEROS DE CHILE.

Puente del Mapocho en Talagante

Cuando se trató de la construcción del puente sobre el Mapocho en Talagante, para la línea de Santiago a Melipilla, estando a cargo de la Direccion Jeneral de Obras Públicas, pedí al señor J. Emilio Mujica, ingeniero en jefe de esos trabajos, los datos relativos a las velocidades i caudal de agua del Mapocho en ese punto; i se dieron los siguientes:

Velocidad máxima de las aguas en la superficie $v = 8 \text{ m por } 1''$ en los cañales.

Hondura $h = 4,50 \text{ m}$ correspondiente a los datos que daban las creces del año 1877; i que los cascajos del lecho, eran mas finos i mas arenosos que los del lecho del rio en Santiago i, por consiguiente, que $v_2 = 1,50 \text{ m por } 1''$. Aplicando la relacion que habia deducido de las observaciones anteriores, tenia:

$$v_1 = 5,20 \text{ m} \quad v_3 = 3,70$$

i, por consiguiente

$$v' = 8 - 5,20 = 2,80 \text{ m.}$$

$$n = \frac{2,80}{4,50} = 0,62 \text{ m} \quad h_1 = \frac{3,70}{0,62} = 5,96 \text{ m}$$

Con estos datos, se autorizó poner los cimientos de las fundaciones a 7,50 m de hondura.

Después de construida la línea i entregada a la Administración de los Ferrocarriles del Estado, vinieron las creces de los años 1898, las que, desde el primer momento canalizaron de una manera anormal una parte del lecho del río, acumulando sus efectos en uno de los canales de las creces anteriores. Este hecho fué puesto en conocimiento de la Dirección Jeneral de los Ferrocarriles, como consta de las comunicaciones del caminero que tenía a su cargo esa sección de la vía. Pero, el descuido de la falta de conservación se hizo sentir de tal manera, que esos canales se mantuvieron abiertos todo el año i las creces normales del año 1889 provocaron nuevas socavaciones i nuevos denuncios de la necesidad de atender a la conservación del machon número 2 a partir del sur. En este estado fué atacado el puente por las creces del año 1900; que han sido comparadas en sus efectos con las de los años 1877 i 1888. El machon número 2 se desplomó i provocó la caída de la superestructura del puente en las condiciones mas dolorosas posibles, al pasar un tren de pasajeros, por el puente que ya habia sido denunciado de peligroso, i que por sus trepidaciones daba señales evidentes de tener sus apoyos socavados.

La acción acumulativa de las socavaciones de las creces anteriores, habian hecho que el canal de 4,50 m que existia en tiempo de la construcción, tubiese un metro mas de hondura, es decir, 5,50 m i eso bastó para que las socavaciones descubrieran el cimiento de las fundaciones.

Si hacemos los cálculos por la fórmula propuesta, tenemos:

$$v = 8,00 \text{ m} \quad v_1 = 5,20 \quad v_2 = 1,50 \quad v_3 = 3,70 \quad v' = 2,80 \quad h = 5,50 \text{ m}$$

de donde:

$$n = \frac{2,80}{5,50} = 0,50 \text{ m}$$

$$h_1 = \frac{3,70}{0,50} = 7,40 \text{ m}$$

La hondura de las fundaciones fué de 7,50 m, luego, la fórmula propuesta, está de acuerdo con los hechos que produjeron la catástrofe. En este caso, como en el del

Maule, fueron las acciones sucesivas de las creces, que no fueron corregidas oportunamente por la conservacion, las que llevaron los canales hasta tener honduras tales que pusieron en peligro la construccion en los años 1888 i 1889 i concluyeron por derribarla en 1900. Este caso, prueba tambien que la fórmula *permite estimar las socavaciones sucesivas* i por lo tanto, dar datos mui preciosos para la conservacion de estas obras.

Puente del rio Claro de Yumbel

Despues de los fracasos del zampeado jeneral en el rio Claro de Yumbel, se construyeron puentes provisionales, con fundaciones de pilotajes con pilotes de rieles de 8 m de largo: estos puentes fueron arrastrados íntegramente, i algunos rieles del pilotaje se recojieron intactos aguas abajo, lo que prueba que ese rio socava, cuando tiene obstáculos independientes, honduras por lo ménos de 8 m.

Aplicándole la relacion tenemos: para las creces normales, cuando el rio Laja crece antes que el Claro, i sus aguas arrepresan las de este último.

$$v_1 = 2,30 \quad v = \frac{2,30}{0,65} = 3,54 \text{ m por 1"} \quad v_2 = 0,25 \quad v' = 3,54 - 2,30$$

$$v' = 1,24 \quad v_2 = 2,30 - 0,25 = 2,05 \quad h = 3,50 \text{ m}$$

i por consiguiente:

$$H_1 = \frac{2,05}{0,35} = 5,80 \text{ m} \quad n = \frac{1,24}{3,50} = 0,35$$

I con las creces anormales, en las cuales el rio Claro crece antes que el Laja, tenemos:

$$v' = 5,71 \quad v_1 = 5,54 \quad i \quad v = \frac{5,54}{0,65} = 8,53 \text{ m por 1"} \quad v_2 = 8,53 - 5,53$$

$$v_2 = 2,99 \quad h = 3,50 \text{ m} \quad v_2 = 5,54 - 0,25 = 5,29$$

$$n = \frac{2,99}{3,50} = 0,85 \quad h_1 = \frac{5,29}{0,85} = 6,10 \text{ m}$$

Es decir, socavaciones hasta de 6,10 m en las creces anormales que se presentan en condiciones de no tener mayores profundidades de agua que las normales. I lo que está perfectamente conforme con los hechos observados i lo que explica el hundimiento completo de la locomotora que cayó junto al puente i que se encontró como a los 2,50 m bajo el plan del rio.

Se comprende entonces que como medida de verdadera prudencia, las fundaciones nuevas se bajasen por lo menos de 12 metros, aunque por la naturaleza misma del lecho del río Claro, poco pueden formarse canales donde se acumulen los efectos de las creces sucesivas.

Puente del Tinguiririca

En el Tinguiririca, se ha restablecido el puente con fundaciones aisladas, colocadas aguas abajo de las antiguas i que se han llevado hasta los 12 metros de profundidad. Si consideramos las socavaciones con los datos de las creces del año 1900, recojidos por el señor Leballeur, tenemos:

$$v = 10 \text{ m} \quad v_1 = 6,50 \quad v_2 = 1,60 \quad v' = 3,50 \quad h = 5 \text{ m} \quad v_3 \text{ 6,5—1,6—4,9 m}$$

$$n = \frac{3,50}{5} = 0,70$$

$$H_1 = \frac{4,90}{0,70} = 7 \text{ m}$$

Lo que está perfectamente conforme con los hechos i con los datos del hundimiento del machon que se enterró con las creces del año 1900, tan pronto como se rompió el zampeado que lo protegía. Fué natural entonces que prudencialmente las fundaciones nuevas se llevasen por lo menos a 12 m, por cuanto si las socavaciones normales que se pueden temer son de 7 m de profundidad, hai que contar con las que provocan las creces sucesivas, *por la falta oportuna de conservacion de nuestras obras de arte*, como es lo corriente entre nosotros; hai ademas que temer, en este caso, el aumento de socavaciones que puede ser provocado por las corrientes secundarias que ocasionaran los restos de las barreras antiguas del zampeado que están a 2,50 m bajo suelo i que dejan entre sí un trecho como de 30 m de ancho, donde indudablemente pueden cargarse con preferencia las aguas del Tinguiririca, puesto que, esa faja será la de menor resistencia de su álveo, i tener así corrientes i canales anormales *cuyas consecuencias son incalculables*.

Río Teno

Desde el año 1865 se había construído en el Teno, el puente apoyado sobre la ribera sur, i se obligaba, por medio de votadores, a pasar por su desembocadura lineal de 90m a todas las aguas del río. Mas tarde, por efecto de los servicios de las tomas de los diferentes canales de regadío, fué necesario construir otro, apoyando su estribo norte en la barranca norte del Teno, para dejar pasar las aguas que debían cargarse al norte.

Efectivamente, despues de las creces de los años 1884 i 1885, se rompieron los botadores o defensas que había construído el señor Hillman i que obli-

gaban a dirigirse hacia la batranca sur a todas las aguas del Teno i por orden judicial se obligó a la Empresa de los Ferrocarriles a dejar pasar parte de las aguas del rio Teno por el brazo que se carga sobre la barranca norte. Fué entónces indispensable construir un nuevo puente sobre el brazo norte, lo que se hizo el año 1890.

Si recordamos las cifras dadas por el zampeado i suponemos, que es un caso dado, todas las aguas del Teno pasen exclusivamente por el puente norte (lo que puede suceder) que tiene 90 m de luz, i tomando las mismas cifras de velocidades, 10 m por segundo, i sólo cambiando $v_2 = 1,50$ por cuanto el lechó del Teno al norte, no sólo no tiene tosca a la vista, sino que tiene cascajos finos i arenosos; encontraremos entónces para las socavaciones probables:

$$v_2 = 4,90 \quad \text{i} \quad H_1 = \frac{4,90}{0,874} = 5,60 \text{ m}$$

Las fundaciones tienen 7 m, luego están bien fundadas; pero *al decir bien fundadas* no quiere decir que deben abandonarse a sí mismas, aunque en el Teno, por tener dos puentes, hai bien pocas probabilidades por el momento, de tener efectos de creces sucesivas, puesto que se reparten constantemente sus aguas en dos porciones.

Después de hecho el estudio anterior he visto que las observaciones relativas a la influencia de las *masas de agua que provocan las socavaciones* no sólo se encuentran confirmadas, sino tambien estudiadas analíticamente, por el señor H. Engees en la revista «Zentralblatt der Bauverwalt» de 22 de Febrero i 11 de Marzo de 1908, en un trabajo titulado «Investigaciones sobre la fuerza de arrastre de las aguas corrientes». Las experiencias hechas por este ingeniero en los laboratorios hidráulicos instalados en Dresde, se han efectuado haciendo circular el agua sobre canales rectangulares forrados en zinc, de 0,75 de alto por 0,30 de ancho, pasando a la entrada i a la salida por perfiles con rejillas para producir un escurrimiento suave. Se trata de medir para alturas de agua h , tan grandes como fuese posible, con un gasto dado, la pendiente superficial a la cual corresponde la puesta en marcha de sólidos colocados sobre el fondo del canal, en una parte en que este fondo es de vidrio, para eliminar las perturbaciones que hubiera podido producir las irregularidades del fondo.

Las pendientes, medidas cuidadosamente con piezómetros laterales colocados a 9 metros unos de otros, han sido avaluadas en 1/10 de milímetro. Los cuerpos arrastrados eran esferas de marfil cuidadosamente torneadas i de galalita, dos sustancias que tenían densidades bastante diferentes (0,75 i 0,59) no siendo muy pesadas. La avaluación de las fuerzas de arrastre, de estas esferas, salvo pequeñas diverjencias, han obedecido a la fórmula $K=rtJ$ en la cual r representa en kilogramos el peso espe-

cítico del agua, t la altura del agua en el perfil de observación i J la pendiente superficial, i que esta fuerza no varia con la velocidad media del escurrimiento, cuando t i J permanecen constantes. (Annalles de Ponts et Chaussées, Enero i Febrero de 1908).

Aunque las esperiencias anteriores no corresponden con las condiciones de los lechos de los rios, ellas, sin embargo, vienen a manifestar de una manera fehaciente, que la base de la fórmula que propongo para estimar las socavaciones en los rios, es perfectamente exacta i científica, puesto que hace variar las escavaciones en funcion de la hondura del agua i de las velocidades superficiales, es decir, de las pendientes superficiales que ocasionan esas velocidades, i las resistencias del fondo, en funcion de las velocidades capaces de provocar los primeros arrastres.

No dudo que, con observaciones posteriores i mas numerosas, puedan introducirse en la fórmula algunas alteraciones; pero, los fundamentos de ella quedarán siempre los mismos,

De los datos suministrados por Resal, en su Curso de Puentes ya citado, puede deducirse que, en los terrenos arcillosos muy deslindables, la relacion tendria talvez que ser afectada de un coeficiente menor que la unidad para atender al excedente de las profundidades de las socavaciones que él menciona. Así, en fojas 35, cita el caso del puente de Tarascon sobre el Ródano, que aunque durante las creces las aguas no toman velocidades superficiales superiores a 4 m por segundo, las fundaciones fueron socavadas hasta 12 i 14 metros de profundidad, estando en un suelo arenoso. Agregando que estas socavaciones se producian por efecto de los torbellinos *de eje vertical* que socabavan los terrenos en forma de embudos.

Estos fenómenos los he observado en nuestros puentes en muchas de las creces i sobre todo, cuando hai corrientes laterales que chocan contra los machones. Por eso es muy sensible que Resal no dé la *profundidad de la masa de agua* que produjo esos fenómenos en el puente de Tarascon sobre el Ródano, porque sin ese elemento, como lo hemos visto por las deducciones anteriores i las esperiencias de Dresden, no se puede sacar ninguna deducción del dato apuntado.

Si aplicamos la fórmula que propongo al caso del Tarascon, i tomando siempre 0,65 como coeficiente para pasar de la velocidad superficial a la de fondo por no tener antecedentes que precisen cual debe ser el que corresponde mejor al caso, llegamos a determinar la altura h del agua que debe haber provocado las socavaciones que cita Resal, de la manera siguiente:

$$v = 4 \text{ m por } 1'' \quad l_1 = 0,65 v = 2,60 \text{ m por } 1'' \quad v_2 = 0,25$$

$$v_3 = 2,60 - 0,25 H \text{ } 2,35 \quad v' = 4,00 - 2,60 = 1,40 \text{ m por } 1''$$

$$n = \frac{1,40}{h_r} \quad \text{i } h_1 = \frac{2,35}{h}$$

de donde deducimos la hondura máxima $h = 8,34$ m, lo que no es raro en los ríos encajonados europeos. Por eso ha sido muy sensible que siempre que se han dado sobre socavaciones, hayan faltado algunos de los elementos para apreciarlos analíticamente.

Si examinamos las fórmulas anteriores haciendo una discusión de ellas, vemos que se pueden escribir de la manera siguiente:

$$(1) \dots\dots\dots h_1 = \sqrt{h(v_1 - v_2)} \text{ para zameados jenerales}$$

$$(2) \dots\dots\dots h_1 = \frac{v_1 - v_2}{v - v_1} \text{ para fundaciones aisladas.}$$

Ahora bien, la velocidad de fondo v_1 varía entre $0,50v$ i $0,80v$ i si en las operaciones anteriores he tomado el término medio $0,65v$ es por tratarse siempre de profundidades que no pasan de 10 m i ser la relación que conviene mas para nuestros ríos.

Sustituyendo este valor en las ecuaciones anteriores, tenemos:

$$(3) \dots\dots\dots h_1 = \sqrt{h(0,65v - v_2)} \text{ para zameados}$$

$$(4) \dots\dots\dots h_1 = h \frac{0,65v - v_2}{0,35v} = h(1,857 - 2,857 \frac{v_2}{v})$$

Estas dos fórmulas son esencialmente distintas; en efecto, en el caso del zameado jeneral, la hondura de socacion h_1 aumenta sin límite a medida que la velocidad v aumenta, lo que parece lógico. Como en la práctica, a medida que v aumenta, las resistencias de los suelos donde se escurren esos torrentes es mayor, v_2 tambien aumenta i por eso no se llega a fundaciones enormes. Si la resistencia de los terrenos no aumentase i v_2 permaneciese constante, es evidente que, aumentando la velocidad superficial v , se producirían socavaciones cada vez mayores i la profundidad de agua h aumentaría de tal manera que ya la relación entre la velocidad superficial i la de fondo, no podría permanecer la cifra media $0,65v$ sino la mínima $0,50v$ u otra especial debida a las condiciones locales: i de esa manera, se llegará a producir el equilibrio entre las fuerzas de arrastre i las resistencias del terreno que la hemos supuesto constante. Por lo tanto, para aplicar concienzudamente las fórmulas del zameado, como pasa con todas las fórmulas empíricas, se necesita en cada caso determinar francamente los factores que la componen, es decir, v_1 i v_2 especialmente, i no aplicar la relación $0,65v = v_1$ en todo caso.

Luego, la relación (1) es jenerica, pero la aplicada a los ríos chilenos, es decir, la (3) es adaptada a los casos que he tenido que estudiar.

Si examinamos la fórmula de las fundaciones aisladas, vemos que si usamos siempre la relacion (4) que resulta de la aplicacion del coeficiente medio 0,65 v para pasar de la velocidad superficial a la de fondo, el valor de las socavaciones h_1 tiende hacia un límite finito, cuando v aumenta i v_2 permanece constante, i este límite es 1,857 h .

A primera vista, este límite aparece como independiente de la naturaleza del terreno del fondo del rio, lo que no seria aceptable; pero, en realidad, no es así, puesto que v_2 no puede quedar constante aumentando la velocidad superficial de las aguas sin que éntre otro elemento a impedir los arrastres, i ese elemento es h que aumenta de tal manera que hace variar el coeficiente o relacion entre la velocidad superficial i de fondo. Luego, no se puede llevar la fórmula (4) a su límite, haciendo permanecer constante el coeficiente 0,65 v i el único análisis, en este caso, es el de la fórmula (2), haciendo variar los elementos en conformidad con los datos de la práctica.

Si consideramos la fórmula jeneral (2)

$$h_1 = h \frac{v_1 - v_2}{V - v_1}$$

vemos que está perfectamente en armonía con los hechos. Así, por ejemplo, tratándose de fuertes torrentes, como los que se forman casi al pié de los ventisqueros de nuestra cordillera; allí v es máximum, 12 — 15 i aun 18 metros por segundo; pero, v_2 tambien es un máximum, porque sin ese requisito, esas grandes velocidades habrian arrastrado todos los terrenos blandos, formando lechos de grandes profundidades. Por consiguiente, el numerador $v_1 - v_2$ es siempre proporcional a las resistencias del suelo. El denominador de la fraccion es funcion de la hondura de las aguas i es esa misma hondura i las condiciones locales lo que fijan v_1 velocidad de fondo, puesto que en estos casos no se tomará como coeficiente para pasar de una a otra el promedio de 0,65 v . Ahora, como son estos cuatro elementos los que tienen que llegar a una solucion de equilibrio, sin lo cual alguno de ellos es alterado por la naturaleza misma, es evidente que, la relacion anterior, dará siempre, en la práctica, indicaciones útiles para determinar las profundidades de las fundaciones.

Si consideramos el otro caso extremo, de una corriente con gran velocidad, en terrenos que son fácilmente arrastrables, tenemos que v_2 permanece constante cuando v , velocidad superficial, aumenta; pero, en estos casos, para que se pueda establecer el equilibrio, la hondura del agua, h , aumenta de tal manera, que v_1 disminuye progresivamente. Este hecho, lo vemos en la práctica i es la causal de la formacion de las grandes albuferas en las embocaduras de los rios etc. Es evidente, entónces, que, si por la naturaleza misma de las cosas, tiende a establecerse el equilibrio entre v_1 i v_2 , las socavaciones h_1 tienden a mantenerse dentro de ciertos límites. Si no fuese así, para fundar en los fangos de las bocas de los rios, sin contar con las resistencias de los suelos, sino para atender a las socavaciones, se necesitarian fundaciones mui

profundas i, en la práctica se ve que las grandes profundidades en estos casos, vienen justamente de la falta de resistencia de los suelos, porque a causa de la gran hondura de agua h, la relacion entre la velocidad superficial i la del fondo, es, escasamente, 0,50 v i en muchos casos menor, i por eso se establece luego el equilibrio entre las honduras i los arrastres.

Las fórmulas, como se ve, reflejan los hechos que se producen en la práctica, lo que no es raro, puesto que son deducidas de experiencias i tienen, por lo tanto, carácter jenérico.

Ojalá la esposicion anterior, que es resumen de las observaciones etc., que me indujeron a dar las fórmulas publicadas el año 1902, para determinar las socavaciones de los rios, sean la base de nuevas observaciones que vengan a resolver el problema de una manera definitiva, puesto que este problema es de los mas importantes para la estabilidad de las fundaciones de las obras de arte.

D. V. SANTA MARÍA.

Noviembre 24 de 1908.

— PUERTO DE VALPARAISO. — PROYECTOS ANTIGUOS. —

Escala 1/40.000. —

