

に修正を必要とする。しかしながら最も普通の現場状態に対してかなりよい一致を示しており、円管の砂輸送量の研究に対して一步を進め得たものと信ずる。この研究は京都大学教授石原博士の御指導により、また昭和 28, 29 年度文部省科学試験研究費の補助を得て行つた研究の一部である。ここに記して感謝の意を表する。

#### 参 考 文 献

- 1) R. Durand: "Basic relationships of the transportation of solids in pipes.—Experimental research", Proc. Minnesota Internat. Hyd. Convent.
- 2) T.K. Sherwood and B.B. Woertz: "Mass transfer between phases. Role of eddy diffusion", Industrial and Engineering Chemistry, Am. Chem. Soc. Vol. 31, 1939.
- 3) Kalinske and Pien: "Experiments on eddy-diffusion and suspended material transportation in open channels", Trans. Amer. Geophy. Union, 1943.
- 4) Vitto A. Vanoni: "Transportation of suspended sediment by water", Proc. ASCE., June, 1944.
- 5) F.A. Brooks and W. Berggren: "Remarks on turbulent transfer across planes of zero momentum-exchange", Trans. Amer. Geophy. Union, 1944.
- 6) E.W. Lane and A.A. Kalinske: "Engineering calculations of suspended sediment", Trans. Amer. Geophy. Union, 1941.
- 7) Hassan M. Ismail: "Turbulent transfer mechanism and suspended sediment in closed channels", Proc. ASCE., Feb. 1951.
- 8) Vitto A. Vanoni: "A summary of sediment transportation mechanics", Proc. Third Midwestern Conference on Fluid Mechanics.
- 9) Hunter Rouse: Engineering Hydraulics, p. 802.
- 10) 小川 元: "管による砂輸送における管径の影響について", 山口大学工学部学報, 第 4 巻第 1 号, 昭.28 (昭.30.2.21)

## プレパクト工法による安治川口防潮堤 復旧工事について

正 員 網 本 克 己\*  
准 員 福 富 豊\*  
准 員 松 井 均\*

### REHABILITATION WORK OF AJIKAWAGUCHI TIDE EMBANKMENT BY PREPACKED CONCRETE WORK METHOD.

(JSCE Sept. 1955)

*Katsumi Amimoto, C.E. Member, Yutaka Fukutomi, C.E. Assoc. Member, and  
Hitoshi Matsui, C.E. Assoc. Member*

**Synopsis** When partial rehabilitation work of the Ajikawaguchi tide embankment, damaged by typhoons, are performed, the main parts are constructed by the Sheetpile concrete method, but the joint part of new and former kodies are constructed by the prepacked concrete method mixed with intrusion aid, with satisfactory results.

#### 1. 防潮堤改築の理由

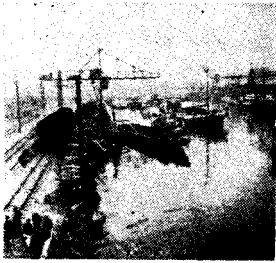
従来西大阪の地盤沈下にもなう高潮対策として O.P. 3.50 m の防潮堤が設けられていた。しかるに昭和 25 年 9 月のジェーン台風により西大阪方面に大被害を惹起した。もちろん安治川口駅構内も浸水の被害を受けた。

この被害を基礎資料として立てられた大阪市総合高潮対策として本駅内の防潮堤も O.P. 5.00 m まで扛上することに決定した。

約 5.00 m の張石築堤上に設けられた防潮堤上に延長 1 m 当り 10 t もの荷重増となる防潮堤継足工事は、現場の地盤よりして非常に安全性の小さい工法と考えられたのであつたが、調査の結果はこの程度の荷

\* 国鉄大阪鉄道管理局施設部工事課

写真-1 防潮堤倒壊全景



重には下部基礎石垣工は耐えうるものと認められた。  
ところが昭和 28 年 11 月にこの防潮堤の一部が延長約 50 m にわたって第 1 期防潮堤とともに倒壊した。この原因は (1) 在来防潮堤下部石垣の裏込めコンクリートが空洞になっておりそのため石垣裏側が浸食され、築堤自身が上載荷重に耐えることができなくなつて防潮堤が倒壊したとする説、(2) この防潮堤の付近の東西において下層粘土層の厚さが異なり、従つてこの層の収縮沈下量が違い、このためにボーリング図の A 砂層が非常にルーズとなり、これが水道となつて、これより上部が浮力を受けてせん断抵抗力を減じたために、きわめて小さい水平力、例えば残留水による水圧等によつて簡単にベースフェイラーを起したとする説の二つがあるがまだこの結論は得られていない。この倒壊により、台風襲

図-1 安治川口駅位置略図

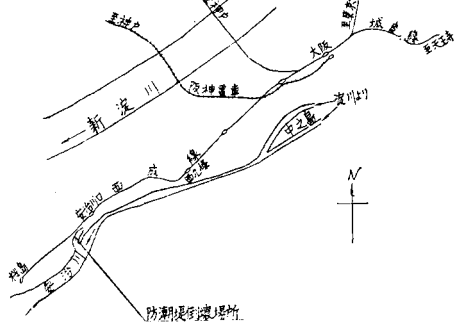


図-2 防潮堤付近線路平面図

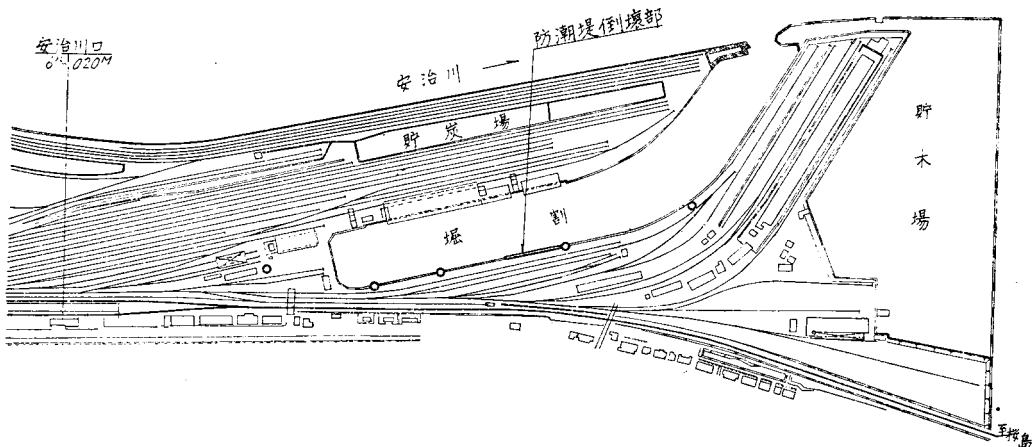
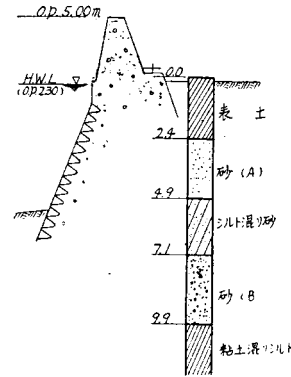


図-3 在来防潮堤断面図およびボーリング図



来を間近にひかえ、早急に工事の必要に迫られ下記の改築工事を施工した。

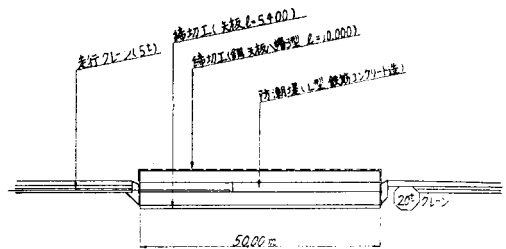
2. 防潮堤改築工事の概要

図-4 に示したように長さ 10.0 m の鋼矢板と 6.0 m の木矢板で締切り湧水を全部ポンプアップして根掘りをし長さ 6.0 m の基礎杭打工

(松杭)をしたのち 図-5 のような鉄筋コンクリート構造の防潮堤を施工した。

防潮堤前面を在来線と一致させようとしたが、崩壊防潮堤のコンクリート塊が地盤下 2~3 m の位置にあり、締切前にこれを撤去することは貨物線に危険を与えるため、この位置をさけてシートパイルを打ち、また走行クレーン線を生かすため L 型擁壁を採用した。基礎杭打ちは当初 10.0 m を予定したがボーリングの結果 図-3 の B 砂層にとどめた方が支持力が大

図-4 改築工事平面図



きいことが判明したので 6.0 m に変更した。

3. イントリュージョンプレキャスト工法施工の理由

写真-2,3 に示したように東西両端は基礎が抜き取られてコンクリート塊が浮上つてい

図-5 新設防潮堤断面図

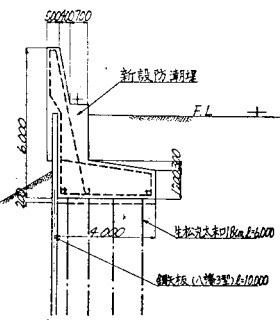


写真-2 防潮堤倒壊 東側断面



写真-3 防潮堤倒壊 西側断面



た。締切のためのシートパイルは崩壊コンクリート塊の散在のため打込むことができず、このコンクリート塊を取去るときは在来防潮堤崩壊の危険があり、その上に在来防潮堤の石垣の裏込めが空洞になつており、ここからの浸水を止めることができないため、この部分のコンクリート打ちは水中コンクリートとなることはどうしても避けられなかつた。在来コンクリートの崩壊断面の隅々にまでコンクリートがゆきわたり、防潮堤の荷重を受け持たせるためには、いずれの方法によつても在来の水中コンクリート工法ではこの目的を達することは困難だと考えた。

わが国においてはモルタルをコンクリート構造物の裂目等に注入する方法は古くから施工されてきたのであるが、戦後特に昭和 27,28 年頃になつてイントリュージョンエイドを混和材とするモルタルを砂利の中に注入するイントリュージョンプレキャスト工法として米国からニュースが伝えられ、このニュースはまた水中施工も陸上施工も同じ条件のもとで行うことができるものであり、外国において多くの成功例を伝えたのであつた。

このニュースに刺戟され種々調査の結果、鉄道技術

研究所における実験成功、及び当局管内篠山川橋梁工事における施工成功等が精神的な踏切台となつて、本工法を使用することになつたのである。

4. イントリュージョンプレキャストコンクリート工法の概要

図-6 プレキャストコンクリート施工断面

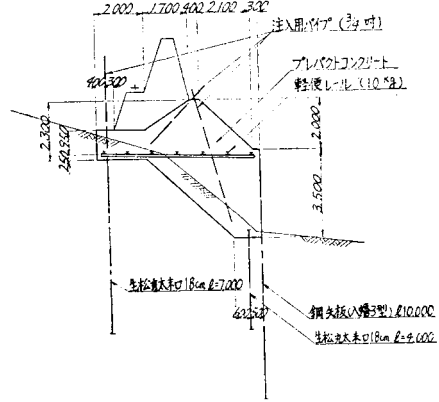
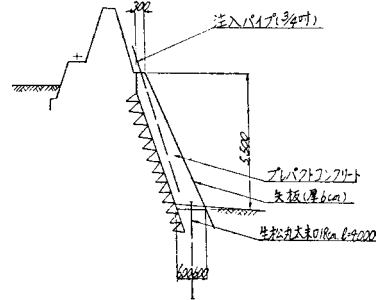


図-6 に示すごとく所要面まで潜水夫により地ならしを行い、松丸太末口 18 cm、長さ 4.0 m 及び 7.0 m の杭打を行つたのち、型枠代用の鋼矢板を打込み、注入パイプを建込みながら鋼矢板天端まで砂利を填充してのち軽便レールを並べ、矢板より上部の木製型枠を組み終えて、所定の高さまで砂利を入れ、注入用パイプよりモルタル注入を行つた。

図-7 に示す部分、すなわち石垣部がまだ残存している部分は将来の補強工事を考え合わせて、なかば試験的に木矢板(厚さ 6 cm)を、接合部を矢形にして斜方向に打込み、これを型枠として砂利を填充し、上記と同方法によつて注入を行つた。

図-7 プレキャストコンクリート施工断面



5. 使用機械

本工事の注入コンクリート施工に使用したおもな機械及びその性能は次のとおりであつた。

(a) コンプレッサー

製作所 北越機械  
馬力 50 HP

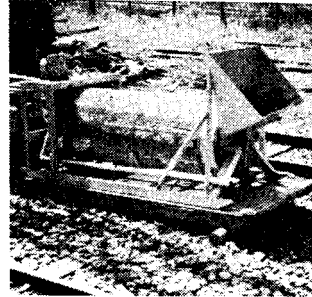
圧力 100 lb/in<sup>2</sup>  
 圧縮量 250 ft<sup>3</sup>/min

写真-4 コンプレッサー



注入を困難にする。そのためにこの機械により砂利を洗うのであるが、本工事に使用した砂利はその必要がなかつたために使用しなかつた。

写真-7 砂利洗器



(b) グラウトミキサ

製作所 米国ガードナー・デンバー  
 形式 複槽式  
 容量 16 ft<sup>3</sup>  
 性能 5 ft<sup>3</sup>/min  
 動力 ガソリン・エンジン 13 HP

写真-5 グラウトミキサ

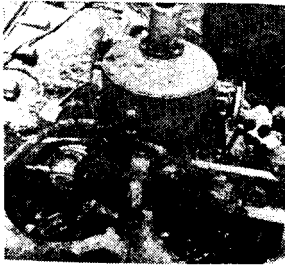
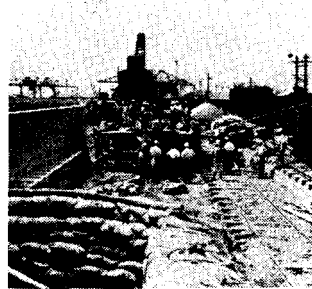


写真-8 諸機械配置状況



(c) グラウトポンプ

製作所 米国ガードナー・デンバー  
 性能 5 ft<sup>3</sup>/min  
 使用空気量 140 ft<sup>3</sup>/min

写真-6 グラウトポンプ



6. 使用材料および配合

(i) 配合:

プレパクトコンクリートの注入モルタルに使用した材料及び配合は次のとおりであつた。

	1バッチ 当り	モルタル 1 m <sup>3</sup> 当り	コンクリート 1 m <sup>3</sup> 当り
普通ポルトランドセメント	100 kg	505 kg	212 kg
フライアッシュ	40 kg	202 kg	87 kg
砂	200 kg	1 010 kg	424 kg
イントリュージョンエイド	1.2 kg	6.1 kg	2.6 kg
水	73 kg	368 kg	158 kg

(ii) 砂: モルタルの流動性を保たせることが至上目的であるため、粒度を厳格に規定した結果、揖保川産のものを使用し、粒度テストの成績は次のとおりであつた。

フルイ目の開き (mm)	止まる量 (g)	重量百分率 (%)
2.5	0	0
1.2	10	1.7
0.6	130	21.7
0.3	320	53.3
0.15	120	18.3
<0.15	20	5.0

粗粒率=1.97

(d) 砂利洗器 プレパクトコンクリートに使用する砂利に粘土、シルト、砂のごとき細粒子が付着していると、モルタルを注入するとき、抵抗力が増大して

(iii) 砂利：粒度ができるだけ大きく、均一なることが望ましかつたため、断面の 1/4 以下という規定をおかさない範囲でこの方針に従つたため四国那賀川産のものを使用し、粒度テストの結果は次のとおりであつた。

フルイ目の開き (mm)	止まる重量 (kg)	重量百分率 (%)
100	0.5	2.5
80	1.9	9.5
60	6.1	30.5
50	7.8	39.0
40	2.9	14.5
30	0.8	4.5

粗粒率=9.1 空率率=43%

(iv) フライアッシュ：フライアッシュの性格は注入モルタル中でセメント粒子が塊状となるのを防ぎ、水の上昇を減ずるとともに、粒子の形状が球状になっているため、流動性に富んだモルタルを作ることができる。なお化学変化の過程において生ずる水酸化カルシウムは、不溶性の物質を作るため、水密性が増し、本工事場所のごとき水中コンクリート構造物としては、ひいては耐久力の上からも有利なる条件が得られるのである。しかしながらフライアッシュは、セメントと違って製造工場によつていちじるしくその品質を異にし、粗悪品はコンクリートの強度をはなはだしく減ずるため、その品質を十分検討する必要があり、現在最も品質良好なる宇部興産、および関西電力製品のうち、工事現場の関係から関西電力尼崎工場製のものを使用し、テストした結果は次のとおりであつた。アメリカ合衆国16番フルイにとどまる量 0

比表面積	325	10.3%
比重		4 390 cm <sup>2</sup> /g
含水率		2.15
灼熱減量		0.48%
SiO <sub>2</sub>		3.4%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		57.7%
MgO		28.4%
硫黄及びその化合物を SO <sub>3</sub> として計算		1.2%

(v) イントリュージョンエイド：フライアッシュと同じくモルタルの硬化を遅らせ、さらにガスを発生して沈下収縮を防止する目的でイントリュージョンエイドを用いたがその内容は省略する。

### 7. 施 工

砂利 280 m<sup>3</sup> を東西それぞれ2回に分けて填充し注入モルタル量を 130 m<sup>3</sup> と設計した。

注入速度は前述した機械と配合によつて1時間当り 3.0 m<sup>3</sup> の予定で工事に着手した。工事の結果、在来防潮堤石垣の裏込めコンクリートが海水により相当

の空隙を生じていたために、流入開始とともに流動性に富んだモルタルはこの裏込めコンクリートの空隙を通過して裏込め栗石内にも浸入し 85 m<sup>3</sup> モルタル注入量が増加した。従つて全注入日数は 14 日、全注入モルタル量は 215 m<sup>3</sup> となつたために、1日平均 15 m<sup>3</sup> のモルタル注入を行つたことになる。これをモルタルの上昇高に換算するとレール敷設面より下の方では1日平均 1.5 m であり、上の方では 0.6 m くらいであつた。

次に代表的な2日間の注入成績をあげ、その各項目について説明する。

表一1 モルタル注入成績表

月日	注入パイプ番号	注入時間	注入量	平均注入量	コンシステンシー	ポンプ圧力	ピストンサークル
八月二十六日	1	8分	0.40 m <sup>3</sup>	2.5 m <sup>3</sup> /h	18秒	9.1 kg/cm <sup>2</sup>	45/min
	4	72	3.37		10.5	40	
	10	11	0.59		11.2	48	
	10	7	0.40		11.9	48	
	10	55	2.97		12.6	47	
	11	40	1.58		7.7	30	
九月一日	5	48	3.07	2.9 m <sup>3</sup> /h	19	12.6	45
	6	52	2.69		13.0	44	
	6	8	0.38		12.6	40	
	7	70	2.69		13.3	40	
	8	27	1.34		15.1	44	
	8	9	0.58		14.7	34	
	11	5	0.19	14.0	32		
	11	26	0.96	13.2	35		

i) 注入パイプ：注入パイプは内径 3/4" の鋼管を大体 1 m 間隔に砂利填充と同時に配管した。なおモルタルの上昇位置を測定し、モルタル上面をできるだけ水平に保ちつつ注入を行おうとしてモルタルの上昇位置を測定するために、2 m 間隔に内径 3" のパイプに幅 10 mm の穴を開けたテスト・パイプを用いた。図-6 のごとき断面の場所においては在来防潮堤の下側の部分まで注入モルタルが十分ゆきわたるように鎖線のごとく先端が在来防潮堤の下側に達するようなパイプも用いた。

写真-9 注入パイプ

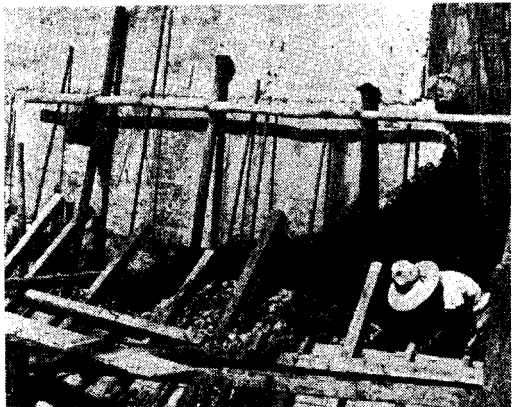
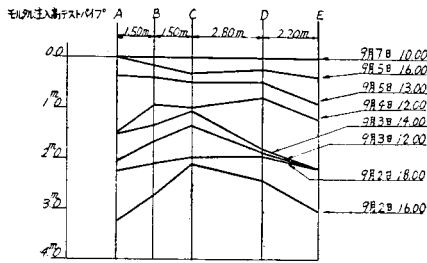


図-8 モルタル注入高記録表 (西側断面)



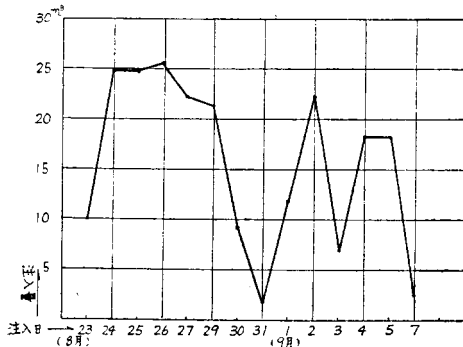
(ii) 注入時間：1本のパイプよりの注入時間が一定していないのは図-8に示したごとく、モルタル上面をできるだけ水平に保ちつつ注入を行つたために、モルタル表面の状態及び注入パイプの位置によつて注入量に変化したためである。

モルタル注入は7~22時まで連続的に注入し、モルタルの硬化開始にともなつて生ずる施工ジョイントをできるだけ防ごうとしたが、実際は種々の条件からこの時間の施工はできなかつた。しかし混和材(フライアッシュ及びイントリュージョンエイド)のため、モルタルの硬化が非常に遅く、この工事を指導したU.S.A. クリーヴランドのプレパクトコンクリート会社の技師の語るところによれば、30時間前後流動性を有している状態であるため、このジョイントに関しては問題はないとの話だつた。

事実ででき上りコンクリート表面では、一般コンクリートに見られるような施工ジョイントは認められなかつた。

(iii) 注入量：各注入パイプの注入バッチを配合から換算した値であり表-1はその代表的な2日間を記録したのであり、各日の注入量を図-9に記す。

図-9 モルタル注入量図表



8月23日はグラウトポンプの状態がよくなかつた日であり、8月30、31日、9月1、3日は後に記すがモルタル漏れのためその防止工を行つた日である。

(iv) 平均注入量：注入を行つた正味の時間の平均注入量であるからこの値で開始より終了まで注入を行つたわけではなく注入パイプの引上時、切換時、テストパイプによるモルタル高の測定時、またはモルタルが型枠の隙間から漏れていることを潜水夫により発見した場合はただちに注入を停止した。

(v) コンシステンシー：モルタルのコンシステンシー測定用の1725ccのフローコーンを通して終る時間を記した。一般にプレパクトコンクリート用のモルタルは16~22秒が最適のように云われている。

(vi) ポンプ圧力：前記の表-1によると8~15kg/cm<sup>2</sup>の圧力でグラウトポンプよりモルタルを押し出したが注入ホース50m(ゴムホース内径2")、注入パイプ(3/4")5mの摩擦抵抗のため、注入パイプの出口の圧力は測定し得なかつたが、先に述べたU.S.A.の技師の話によると0~2.0kg/cm<sup>2</sup>である。

### 8. 施工の結果

(i) 注入時：設計時に心配した木矢板(厚さ6cm)の部分からはモルタル漏れはなかつた。しかし鋼矢板の打込頭が不揃いであつたため、これを考慮してその上に木製型枠を取付けたが(図-6参照)、濁水中の作業となつて施工が非常に困難となり2~5mmくらいの隙間が生じていた。流入モルタルが非常に流動性に富んでおり、このためにここよりモルタル漏れが起つた。また先にも少し述べたようにモルタルが裏込め栗石の中に浸入し、ここを通過して10m以上離れた場所から噴出したこともあつた。これは結果的には石垣の補強工事の役目は十分果たしたことになつたが、このモルタル漏れの発見によつた。

これは木型枠とシートパイルの間、石垣表面の穴に布切をつめることによつて防止することができたが、このためにモルタル注入時には常に潜水夫を入水監視させておかなければならなかつた。今後は経済的から

写真-10 プレパクトコンクリートのボーリングコア



いつでも型枠接合部には布切を張付ける等、なんらかの処置をすることが望ましい。

(ii) 注入コンクリートのでき上り：設計当初期待したように、はたして在来防潮堤の破壊断面の隅々にまでモルタルが十分ゆきわたっているか、またはプレバクトコンクリートの内部に水や空気による空隙を有していないだろうか、後者はボーリングによるコア採取の結果 写真-9 に示したようにこの心配は全くな

いことがわかった。これからして前者も同じような条件であるため、初期の目的は十分達せられたと思つてゐる。このコアの圧縮試験はまだ行つていないが 15×30 cm のモールドに注入したテストピースのテストの結果からすると材令 28 日で 150 kg/cm<sup>2</sup> の結果が出ており、この種の構造物では十分なる強度を持つてゐるものと考えられる。

(昭.29.12.20)

### 三径間連続バリ橋におこるタワミについて

正員 深谷俊明\*

#### THE DEFLECTION OF A 3-SPAN CONTINUOUS BEAM BRIDGE

(JSCE Sept. 1955)

Toshiaki Fukaya, C.E. Member

**Synopsis** This paper is prepared in order to clarify the general tendency of the deflection of a 3-span continuous beam bridge, under the assumption that the live load is equivalent to a uniform load, and also to present practical graphs for simplification of calculation of the deflection.

**要旨** 本文は、活荷重を等分布荷重と仮定し、三径間連続バリ橋におこるタワミの一般的傾向を明らかにするとともに、タワミの計算を簡易化するため、実用的な図表を提示する。

#### 1. 緒言

単純バリおよび片持バリのタワミについては、すでに明らかにされているが、連続バリのタワミは十分検討されていないため、連続バリ橋の設計にあたり、不便を感じる場合が多い。ここに著者は、活荷重を等分布荷重とし、また、支承部におけるハリ断面の変化は曲げモーメント・タワミの量に影響しないものと仮定して、三径間連続バリに生ずるタワミに関する一般式を、側・中央径間におけるハリの断面二次モーメント  $I_1 \cdot I_2$  の比  $n(=I_2/I_1)$ 、径間比  $m(=l_1/l_2)$ 、死荷重比  $\beta(=w_1/w_2)$ 、中央径間における死活荷重比  $r(=w_2/w)$  の函数として誘導するとともに、その一般的傾向を図表化して、設計の参考資料とする。

**2. 三径間連続バリにおけるタワミおよびタワミ角**  
ハリにおこるタワミ  $\delta$  およびタワミ角  $i$  は、一般に次式<sup>1)</sup>から求められる。

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{d\delta}{dx} = -\int \frac{M}{EI} dx = i \dots\dots\dots (2)$$

$$\delta = -\iint \frac{M}{EI} dx \cdot dx \dots\dots\dots (3)$$

三径間連続バリにおいて、ハリに生ずる曲げモーメント  $M_x$  は、一般に

$$M_x = f(m, n, \beta, r)$$

で示されるので<sup>2), 3), 4)</sup>、側・中央径間におけるタワミ角  $i_1 \cdot i_2$ 、タワミ  $\delta_1 \cdot \delta_2$  および最大タワミ  $\delta_{\max}^{(1)}$  ・  $\delta_{\max}^{(2)}$  は、それぞれ、(1)・(2)・(3) 式から  $m \cdot n \cdot \beta \cdot r$  の函数として表わすことができる。

三径間連続バリ橋のタワミは、一般に、 $l_1/l_2 = m < 1$  で、 $\delta_{\max}^{(1)} < \delta_{\max}^{(2)}$  となることが多いので、 $\delta_{\max}^{(2)}$  が設計の対象とされている。従つて、 $\delta_{\max}^{(2)}$  については、その一般的傾向を明らかにしなければならない。

#### 3. 側径間におこる最大タワミ $\delta_{\max}^{(1)}$

側径間におこる最大タワミ  $\delta_{\max}^{(1)}$  は、図-1 に示す載荷状態においておこるものと考えられる。 $\delta_{\max}^{(1)}$  を求める場合、死荷重および活荷重による最大タワミを、それぞれ計算し、これらの結果を加算したものを、一般に、最大タワミ  $\delta_{\max}^{(1)}$  として考えられていることは誤りであつて、それは側径間においては、死荷重および活荷重によつておこる最大タワミの位置が、中央

\* 国鉄施設局特殊設計室