

Per la posa in opera del manto sono state adoperate le normali macchine per lo spandimento dei manti stradali (vedi Fig. 8). Allo scopo di far aderire il

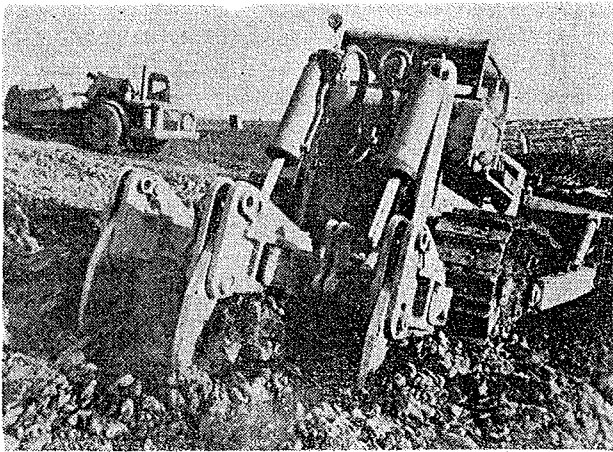


Fig. 7 - Un caterpillar D9 al lavoro come frangizolle.

manto al materiale sottostante, questo ultimo veniva spalmato con emulsione bituminosa a caldo.

Il volume del materiale impiegato per la costru-

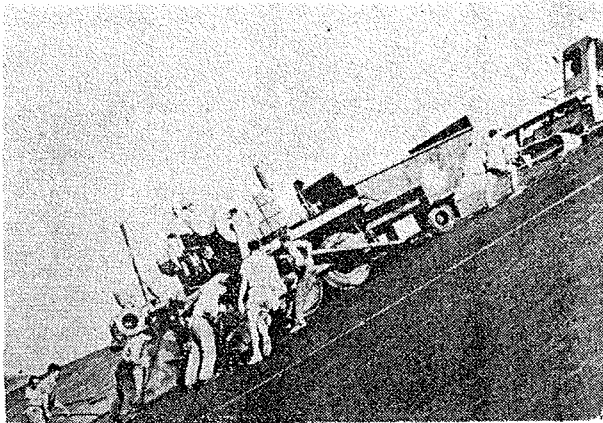


Fig. 8 - Posa in opera del rivestimento impermeabile sul paramento di monte del rilevato.

zione del rilevato è di 1.280.000 m³. La costruzione è stata ultimata nel luglio 1962.

Enrico Malquori

Stabilità sismica delle dighe di terra

N. N. AMBRASEYS - *The seismic stability analysis of earth dams* - Secondo Convegno di Ingegneria Sismica, ricerche di Ingegneria Sismica ecc. nell'Università di Roorkee, India, sett. 1962.

Il Dr. N. N. AMBRASEYS, lettore nella *Facoltà di Ingegneria Civile dell'Imperial College of Science* dell'Università di Londra, aggiorna in questa pubblicazione le sue precedenti note sullo stesso argomento,

comparse negli atti del 2° Congr. Int. di Ing. Sism. a Tokio - Kyoto 1960 (v. rec. nel Giorn. Genio Civile, 99, fasc. 10 del 1961). Nello stendere la presente recensione ci è parso perciò opportuno premettere, raccolte nell'acclusa tabella, che estende quella redatta a suo tempo (1960) dall'A., le notizie sul comportamento sismico di 72 dighe di terra e di materiale sciolto in genere.

Il lavoro del Dr. AMBRASEYS inizia con il riassumere le attuali conoscenze sulla stabilità sismica delle dighe di terra. Dighe di terra sono state progettate in regioni sismiche senza tener conto degli effetti dei terremoti. Ciò è avvenuto perché la maggioranza delle dighe di terra sinora danneggiate o distrutte da terremoti erano di costruzione antiquata, avvenuta molto prima dell'uso di metodi perfezionati per la progettazione e la costruzione delle dighe di terra e perché c'è l'opinione che nelle costruzioni moderne, adeguatamente progettate, si adotta un fattore di sicurezza contro il crollo totale per condizioni statiche sufficienti perché la struttura resista anche ai terremoti.

A tale modo di pensare l'Autore obietta che benché sia vero che la maggior parte delle dighe danneggiate o distrutte da terremoti fossero costruzioni vecchie, non bisogna dimenticare che queste costruzioni erano rimaste in funzione per molte decine di anni senza dare problemi, prima di essere colpite dal terremoto. E' evidente cioè che furono il terremoto e la mancanza di progettazione antisismica ad avere causato il loro crollo e non la inadeguatezza dei vecchi metodi di costruzione.

La convinzione che le costruzioni moderne progettate per condizioni statiche possano resistere alle scosse sismiche si basa sul fatto che nessuna diga di terra importante è stata danneggiata in questi ultimi 25 anni e da ciò viene dedotto che tali costruzioni possiedono un fattore di sicurezza sufficiente perché la struttura possa resistere sotto l'azione di carichi dinamici.

L'Autore osserva però che ciò non prova l'adeguatezza dei metodi moderni di progettazione a dimensionare strutture resistenti alle forze sismiche: nessuna grande diga infatti costruita negli ultimi trenta anni è stata scossa da un terremoto forte. Inoltre si deve tener presente che nelle moderne costruzioni il fattore di sicurezza contro il crollo totale è abitualmente di 1,4 e 1,5, con valori più bassi per condizioni di rapido svasso. Tali fattori di sicurezza in costruzioni così importanti come le dighe di terra sono tutt'altro che prudenziali, almeno allo stato attuale di conoscenza del problema. Malgrado ciò, si utilizza questo margine di sicurezza, benché già piccolo per conto suo, per coprire anche il rischio del terremoto.

Secondo l'Autore il fattore di sicurezza contro il crollo per le condizioni normali non può bastare nel caso di una sollecitazione sismica, a meno che non sia stato calcolato in vista anche di tali condizioni; semplificare il problema può diventare molto pericoloso. La progettazione delle dighe in terra contro le forze sismiche si basa su due metodi: quello dell'«*equilibrio al limite*» e quello dello «*scorrimento*» (o «*spostamento*»). Il criterio dell'«*equilibrio al limite*» consiste nel valutare, con gli usuali metodi, le forze mas-

Effetti di terremoti su 72 dighe di varie parti del mondo (da N. N. AMBRASEYS, 1960 e 1962)

NOME DELLA DIGA (Numero d'ordine del testo)	Paese ed anno della costruzione	Tipo di struttura (3)	Altezza in m	Lun- ghezza in m	Cresta in m	Inclinazione del paramento (2)		Sistema di impermeabi- lizzazione (9)	Fondazione (4)	Età in anni (al mo- mento del ter- remoto)	Distan- za dal l'epi- centro in km	Intensità della scossa (6)	Accele- razione sismica (5)	Danni (7)
						a monte	a valle							
1. San Andreas	U.S.A. 1870	E	28½	271	7½	3,5	3	C (0) e	D (12) R	36	0	X	RF	C
2. Upper Cryst. Springs	U.S.A. 1878	E	23	213	9	2; 3½	2 (22,8) 3½	C (0) e	D (18) DD	28	0	X	RF	C; Sh
3. Old San Andreas	U.S.A.	E	8½	54½	—	—	—	—	DD	—	0	X	RF	Sh
4. Lake Ranch	U.S.A. 1877	E	11½	48½	6	2,75	2½	—	—	29	0	X	RF	ND
5. Upper Howell	U.S.A. 1878	E	11	192	6	2	2	—	—	28	0	IX	RF	C; S
6. Lower Howell	U.S.A. 1877	E	11½	146	5	2	2½	—	—	29	0	IX	RF	B
7. Nome sconosciuto	U.S.A.	E + C	—	—	—	—	—	—	—	—	3,2	VIII	RF	F
8. Bear Gulch	U.S.A. 1896	E	13½	222½	8	3	3	—	DD	10	3,2	VIII	RF	ND
9. Lagunita	U.S.A. 1900	E	4½	762	2	3	3	—	—	6	6,4	IX	RF	ND
10. Pilarcitos	U.S.A. 1866	E	29	158	7½	2; 2½	2	C (0,10) e	D (13,7) R	40	3,2	VIII	RF	ND
11. San Leandro	U.S.A. 1876	E + H	38	152	8½	3; 4	7	—	R	30	30,5	VII	RF	ND
12. Piedmont	U.S.A. 1905	E	15½	76	4½	2	2	—	R	1	30,5	VII	RF	C; S
13. Temescal	U.S.A. 1868	E + H	32	—	5	3	5	—	DD	38	28,9	VII	RF	ND
14. Volcano Lake	Messico	E	3½	—	6½	2	4	—	AA	15	37,0	VI + RF	—	F
15. Fairmont	U.S.A. 1912	SH	37	1.310	4½	3	2	C (0) c	R	4	—	—	—	ND
16. Ono	Giappone 1912	E	37½	329	7	2½ (2½) 3	2 (2,7) 2½ (2,7) 2½ (2,7) 3	C (0,12) e	D (9) R	11	96,5	IX	RF	CC; S
17. Upper Murayama	Giappone 1923	E	24	323	6	3	2 (1,5) 2½; 30; 4	C (0,10) e	A (3) R	1	138,4	VIII	RF	CC; S
18. Lower Murayama	Giappone 1927	E	30½	588	7	3	2 (2,7) 30; 4	C (0,10) e	A (6) D	4	140,0	VIII	RF	C
19. Argini di Tokio	Giappone	E	—	—	—	—	—	—	A	—	—	X	RF	F
20. Sheffield	U.S.A. 1917	E	9	243½	6	2½	2½	URec	D (3) DD	8	17,7	VII + RF	—	F
21. Chatsworth	U.S.A. 1918	E	13	823	6	2½	2½	—	—	12	19,3	VII	RF	C; IS
22. Argini Hawkes Bay	N.Z.	E	—	—	—	1½	1½	—	D (12) A	—	—	X	FR	F
23. Malpasso	Peru 1936	R	77½	152	6½	½	1½; 1½	—	D (30,4) R	2	—	VI	MM	ND
24. Laguna	U.S.A. 1938	E	15	176	3	2½	2½	—	R	2	67,5	VI	MM	—
25. Canale Imperial Val	U.S.A.	E	—	—	—	—	—	—	A	—	—	IX	MM	F
26. Moreno	U.S.A. 1896	R	50	167½	6	—	—	—	—	44	—	IV	MM	ND
27. Cogoti	Cile 1938	R	83½	158	—	1,6	1,8	URc	R	5	—	IX	RF	S
28. Bridgeport	U.S.A. 1924	E	21	237½	4½	—	—	—	—	19	—	—	—	ND
29. Boz/Suiskaya	U.R.S.S. 1943	E	27	280	—	3; 3,75; 4½	4; 4½	—	D	2	12,8	VII	MM	ND
30. Summit	U.S.A.	E	—	—	—	—	—	—	—	—	—	VII	MM	CC
31. Ruby	U.S.A.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	VIII	MM	—
32. Argini Hosorogi	Giappone	E	8½	509	5	½	1½	—	AA	—	4,8	XI	MM	F
33. North End	U.S.A.	E	—	—	—	—	—	—	—	—	—	VII	MM	C; S
34. Poggio Cancelli	Italia 1943	E	17	457	3	2½	2; 2½	—	D (20) R	7	6,4	VII	MM	ND
35. Yuba	U.S.A. 1910	E	8½	268	3½	2½	1,75	—	D	41	—	VI	MM	S; SI
36. Bouquet	U.S.A. 1934	E	58	359½	15	3	3	—	DD	18	80,4	VII	MM	ND

(segue)

(seguito)

37. Buena Vista	U.S.A. 1890	E	5	10.058	6	3; 4	3; 4	?	AA	62	27,3	IX	MM	25	S; CC; IS
38. Dry Canyon	U.S.A. 1912	SH	20	167½	6	2½	2,3	—	A (22,8) R	40	74,0	VI	MM	5	S; IS; C
39. Isabella	U.S.A. 1953	E	56	503	6	—	—	—	R	—	86,9	VI	MM	4	—
40. South Haiwe	U.S.A. 1913	SH	27½	472	6	2½	2½	—	A (34,9) D	39	157,7	VI	MM	5	S; IS; C
41. Tejon Ranch	U.S.A. 1946	E	9½	176½	3½	—	—	—	—	6	17,7	X	MM	25	ND
42. Nome sconosciuto	U.S.A.	E	—	—	—	3½	2 (3,6) 2½	—	A	—	16,0	IX	MM	25	F
43. Tinemaha	U.S.A. 1928	E	9½	1.767½	13	2½	2 (3) 2	S (2) (1,4) e	D	24	98,1	V	MM	3	ND
44. Long Valley	U.S.A. 1940	E	38	183	9	—	—	—	—	12	—	VI	MM	4	ND
45. Deer Creek	U.S.A.	E	—	—	—	—	—	—	—	—	—	VII	MM	7	C
46. Davis	U.S.A. 1950	E + R	42	487½	15	3	—	—	—	—	—	IV	MM	2	ND
47. Lahontan	U.S.A. 1915	E	38	518	6	3	2 (3,6) 2	S (3) (1,1) e	D	39	49,8	VI	MM	3	ND
48. Coleman	U.S.A.	E + C	—	—	—	—	—	—	—	—	24,1	VII	MM	8	F
49. Saguspe	U.S.A.	E	—	—	—	—	—	—	D	—	20,9	VII	MM	8	F
50. Rogers	U.S.A.	E + C	—	—	—	—	—	—	—	—	56,3	VII	MM	7	F
51. Arcata	U.S.A. 1937	E	16½	48½	5	2	2½	U (2) (0,6) e	R	17	8,0	VII	MM	8	ND
52. Eureka	U.S.A.	E	—	—	—	—	—	—	—	—	8,0	VII	MM	8	ND
53. Saint Mary	U.S.A. 1928	E	16½	86½	6	2½	2	C (0) c	A	27	—	VII	MM	7	C; S
54. Kairakkumskaya	U.R.S.S. 1957	H	35½	1.371½	7½	2½; 3; 3½; 4	2; 3½; 4½	C (0,20) e	DD	1	—	VI	MM	4	ND
55. Minguechaurskaya	U.R.S.S. 1957	H	82½	1.158	16½	2½; 3½; 5	2½; 3½; 4; 5	C (0,25) c	A (50) D	1	—	VI	MM	4	ND
56. Cachuma	U.S.A. 1953	E + R	83½	908	12	3 (7½) 4	2; 2½; 6 (6) 5	C (1,68) (0,5) e	A (21) D	4	—	—	—	1	ND
57. Pinzanes	Messico 1956	R	54½	250	5	1½	1½	URc	R	1	—	VI	MM	4	ND
58. Hebben	U.S.A. 1913	E	26½	231½	6	3	2; 6	C (0,1) c	DD	46	0	VII + MM	MM	10	CC; S
59. Langley	U.S.A. 1880	E	—	—	—	—	—	e	AA	6	160	VIII	RF	—	F
60. Greggs	U.S.A. 1879	E	—	460	—	—	—	e	A	7	16	IX	RF	—	CC; S
61. Mine-Yama	Giappone 1920	E	9	90	6	2	3½	URc	AA	7	45	VIII	RF	—	B; SI
62. Idu	Giappone	E	7	—	—	—	—	URc	—	—	8	—	—	—	F
63. Usanto	Formosa 1927?	SH	57	1.200	6	3	3	URc	D	—	40	VIII	MM	—	SI; CC
64. Hunakawa	Giappone	E	7	—	4	2	2	—	A	—	8	—	—	—	F
65. Oy	Giappone 1935	E	25	155	7	3½	2½	—	DD	10	37	III	JMA	—	C
66. Otani	Giappone 1920	E	27	270	8	3	2½	C; e	DD	26	260	V	JMA	—	CC; SI
67. Ogawa	Giappone 1944	E	23	128	7	3	2½	e	A	2	210	V	JMA	—	CC
68. Nagi	Giappone 1942	E	25	286	9	3	2½	—	A; R?	4	290	IV	JMA	—	CC
69. Shiote	Giappone 1928	E	21	186	7	2½	2	C	A; R?	18	270	IV	JMA	—	SI; CC
70. Nichinan	Giappone 1760	E	20	61	9,5	2½	2½	—	R	186	335	IV	JMA	—	B
71. Mizusako	Giappone 1940	E	20	61	4	2½	2½	—	R	6	320	IV	JMA	—	B
72. Sakura	Giappone 1360	E	35	280	15	—	—	e	DD	586	130	V	JMA	—	ND
72. Sakura	Giappone 1360	E	35	280	15	—	—	e	DD	592	40	IV	JMA	—	CC

(1) E, diga in terra; R, diga in scogliera; H, diga a "colmata" idraulica; sH, diga in parte a colmata idraulica; C, diga in calcestruzzo. — (2) Fra parentesi le larghezze in m dei bermi (ripiani fra due successive scarpate). — (3) C, nucleo centrale; S, nucleo; UR, rivestimento impermeabile a monte; e, terra compatta; C, calcestruzzo; (), inclinazione. — (4) AA, alluvioni molto soffici (compressibili, soft); A, alluvioni; D, formazioni diluviali (alluvioni del Quaternario antico); DD, roccia lapidea poco resistente ("tenera", soft); R, roccia lapidea; () ; spessore o potenza dello "strato" superficiale. — (5) Intensità nella scala empirica Rossi-Forel (RF) o Mercalli (MM) o giapponese JMA nella località ove sorge (o sorgeva) la diga. — (6) Accelerazione sismica (in % di g) ricavata dagli effetti nella località della diga. — (7) Danni: F, rottura (failure); CC, lesioni gravi; B, breccia; Sh, tagliata; S, ceduta (abbassata); IS, incipiente scoscendimento; SI, scoscendimento; ND, nessun danno.

sime che agiscono sulla struttura durante il terremoto e nel tener conto, nella verifica di stabilità della struttura, delle sollecitazioni sismiche, supponendo che queste agiscano come carichi permanenti. Il secondo metodo, detto metodo dello « scorrimento » o spostamento o scoscendimento (displacement method), proposto da N. N. NEWMARK, consiste nell'applicare alla struttura le forze sismiche per la loro effettiva durata e nel calcolare lo scorrimento totale provocato.

Secondo il « metodo dell'equilibrio al limite » il progetto sarà accettabile se il fattore di sicurezza contro il crollo completo è maggiore di 1. Il fattore di sicurezza esprime il rapporto tra la resistenza media lungo una superficie possibile di rottura nella opera e nelle fondazioni e le sollecitazioni generate nell'opera e nelle sue fondazioni dalle forze interne ed esterne, comprese quelle sismiche. Se si progetta in base a questo principio, benché avverranno sovra-tensioni localizzate nel corpo della diga, la resistenza media del terreno lungo superfici potenziali di fratture non sarà inferiore a quella richiesta per mantenere l'equilibrio limite. Se si viola questa condizione, una parte della struttura scivolerà lungo una superficie potenziale di frattura.

Se l'instabilità è causata dall'azione di una spinta sismica, questa sarà di breve durata dato che le forze sismiche agiscono per un periodo di tempo molto limitato. Durante questo periodo di instabilità il principio dell'equilibrio al limite è violato ed una parte della struttura scivolerà lungo una superficie di rottura. Ma poiché le forze sismiche agiranno per un periodo di tempo molto breve, è concepibile che lo scivolamento si fermerà dopo che un certo spostamento si sarà verificato lungo la superficie di rottura (1). Il « metodo dello spostamento » consiste nel determinare l'ampiezza di questo movimento completo.

Secondo tale metodo, ammettendo che il fattore di sicurezza (così come definito nel « metodo dell'equilibrio al limite ») scenda al disotto dell'unità per la breve durata delle scosse sismiche, si impone la condizione che lo spostamento complessivo prodotto dallo scorrimento non superi un valore prefissato.

L'Autore ritiene che ambedue i metodi abbiano i loro pregi, ma tenendo presente le disastrose conseguenze del crollo di una diga a serbatoio pieno e lo stato attuale delle conoscenze sul comportamento sismico dei materiali di riempimento e delle fondazioni, consiglia di adottare il « metodo dell'equilibrio al limite » che è più prudenziale.

Per quanto riguarda le prove su modelli per studiare il comportamento sismico delle dighe in materiale sciolto, egli pensa che esse devono essere analizzate con prudenza e che non si deve mai basare la progettazione sui soli risultati di dette prove, specialmente se nel modello non si è tenuto adeguato conto delle caratteristiche delle fondazioni.

L'A. conclude l'articolo raccomandando di tener conto nella progettazione di una diga in materiale sciolto anche di quanto segue:

1) La vita di una grossa diga di terra è lunga e,

(1) A condizione che non si verifichi nessuna fluidificazione o estrema riduzione della resistenza al taglio del materiale lungo la superficie di rottura.

in certe regioni sismiche, parecchi terremoti possono scuotere la struttura. Perciò è importante che siano prese in esame anche le condizioni post-sismiche e che la struttura sia progettata per più di un terremoto forte.

2) La stabilità sismica del paramento di monte di una diga di terra deve essere pure esaminata durante un rapido svaso. E' stato osservato che durante un terremoto si formano nel serbatoio delle onde causate dal « maremoto » con altezze che possono raggiungere parecchi metri e che permangono per ore dopo la scossa principale.

La necessità di vuotare il serbatoio, se si sono verificati danni, espone la struttura alla possibilità di un forte shock che si verifica insieme con un rapido svaso.

Lo studio è completato da una descrizione dei danni subiti da alcune dighe di terra sottoposte a scosse sismiche.

Pasquale Penta

Ingegneria delle Fondazioni

G. A. LEONARDS ed altri - *Foundation Engineering*
- McGraw-Hill, Inc. N. Y., 1962.

La tendenza alla compilazione di trattati in collazione tra vari autori si va sempre maggiormente diffondendo, specie per quelle discipline, che negli ultimi anni hanno subito una rapidissima evoluzione. Questa impostazione nuova che viene data alla diffusione della cultura tecnica trova la sua evidente giustificazione nella vastità e profondità, che vanno assumendo i singoli argomenti, il che obbliga lo studioso a limitare considerevolmente il proprio campo di azione.

In Geotecnica, per quanto consta, il trattato, che si segnala all'attenzione dei lettori, rappresenta il primo tentativo del genere. L'iniziativa è di G. A. LEONARDS, Professore di Geotecnica presso la *Purdue University*; la casa editrice è la *McGraw-Hill*, che nel 1962 ha stampato il volume in elegante veste tipografica tra quelli della *Civil Engineering Series*.

Tra gli AA., che hanno collaborato alla stesura di alcuni fra i più importanti capitoli che compongono l'opera, oltre allo stesso Prof. LEONARDS, si ricordano il Prof. G. P. TSCHBOTARIOFF, autore egli medesimo di un ben noto trattato di *Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni di Terra*, il Prof. T. W. LAMBE, che, fin dalla scomparsa di D. W. TAYLOR, dirige l'*Istituto di Geotecnica del Massachusetts Institute of Technology*, l'Ing. S. D. WILSON, che, dopo un lungo periodo di attività didattica e scientifica svolto presso la *Harvard University*, è passato a dirigere uno dei più qualificati studi professionali americani di consulenza geotecnica.

Il libro è suddiviso in quattordici capitoli, che costituiscono altrettante memorie a carattere compilativo sui vari argomenti prescelti. Nella trattazione, agli sviluppi analitici si accompagna la esposizione di risultati di indagini e prove sperimentali nonché l'esame del comportamento di opere in vera grandezza.