



CIVITAS

CIVITAS s.r.l.
CITTA' DI VENTIMIGLIA
Piazza della Libertà 3
18039 VENTIMIGLIA (IM)



COMUNE DI VENTIMIGLIA



**RICOSTRUZIONE PASSERELLA PEDONALE
A. SQUARCIAFICHI
PER ADEGUAMENTO IDRAULICO E STRUTTURALE**



PROGETTO PRELIMINARE

ELABORATO N°

02

RELAZIONE TECNICA

STUDIO DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

ING. ANTONIO COLLU

VIA V. VENETO 28 - 18039 VENTIMIGLIA
tel. 0184 239008 e-mail intec.sas@libero.it

COLLABORAZIONE

GEOM. MARCO CITINO

VIA V. VENETO 28 - 18039 VENTIMIGLIA



DATA

2 marzo 2011

SCALA

CITTA' DI VENTIMIGLIA
Prot. 0012356/2012
del 15/05/2012

INDICE	DATA	DISEGNO	VERIFICA	APPROVAZ.
A				
B				
C				
D				
E				
F				



2 312204 403258

1. GENERALITA'

La presente relazione riporta la sintesi degli studi di predimensionamento secondo i criteri di progetto descritti nella Relazione illustrativa, con riferimento alla quantificazione delle ipotesi di calcolo ed ai vincoli funzionali qui appresso :

- Condizioni di carico in esercizio secondo DM 14/1/08 ed Eurocodici correlati
- Parametri in condizioni sismiche
- Vincoli di natura idraulica
- Inquadramento geologico-geotecnico
- Raccordi al tessuto urbano

2. CRITERI E VINCOLI DI PROGETTO

2.1 Azioni variabili sull'opera

Le azioni sulla passerella sono state valutate secondo Eurocodice 1/3 sez.5, che fornisce modelli di carico comprensivi dei fenomeni di fatica e delle amplificazioni dinamiche, rappresentando gli effetti del transito reale attraverso forze statiche. [EC 5.1/4].

a) carichi verticali

Sono stati considerati due modelli separati : un carico uniformemente distribuito ed un veicolo accidentale, il quale involuppa e quindi esclude le altre condizioni di carico previste in EC3 (un carico concentrato per verifiche locali ed un veicolo di servizio) :

Carico uniformemente distribuito [EC 1/3 5.3.2.1]

$$q_{fk} = 500 \text{ kg/m}^2 ; \text{ per luce superiore a } 10 \text{ m.} \Rightarrow q_{fk} = 2 + 120/(L+30) = 4 \text{ kN/m}^2 = 400 \text{ kg/m}^2$$

$L = \text{luce della singola campata} = 27.80 \text{ m}$

Carico accidentale [EC 1/3 5.6.3.3]

Carico a due assi da 4 e 8 ton distanziati di 3 m, con interasse ruote di 1.30 m., non concomitante con il carico distribuito di cui sopra : un asse a due ruote da 4 t ; un asse a due ruote da 2 t su impronta 20x20 cm.

b) forze orizzontali longitudinali [EC 1/3 5.4]

Si è assunto il 10% del carico totale uniformemente distribuito :

$$Q_{fk} = 0.1 \times 400 \times 5 \times 27.8 = 5.56 \text{ t} \approx 6 \text{ t.}$$

c) azioni sui parapetti [EC 1/3 4.8.1]

Carico lineare di 100 kg/m in direzione orizzontale oppure verticale (non concomitanti) sulla sommità del parapetto.

2.2 Carichi permanenti

I carichi permanenti dovuti a finiture ed opere accessorie sono stati valutati con una certa tolleranza, poiché saranno definiti con precisione nel corso delle fasi progettuali superiori. Oltre al peso proprio delle strutture sono stati considerati :

- 150 kg/m² per impermeabilizzazione e pavimentazione continua di tipo resinosa, compresa l'incidenza ripartita delle opere accessorie (impianto di illuminazione ed eventuali condotte o cavidotti sotto soletta in caso esigenze future). Non saranno necessarie forme di pendenza riportate, in quanto la soletta avrà una pendenza longitudinale ed una piccola pendenza trasversale.

- 400 kg/m per il parapetto

2.3 Ipotesi idrauliche

Portata di piena

La portata di piena duecentennale è stata desunta dallo studio idraulico di maggior dettaglio citato in Relazione illustrativa, ed al quale si rimanda per tutte le ipotesi idrauliche adottate in questo progetto.

La quota idrometrica riferita alla Carta Tecnica Comunale in corrispondenza della passerella, è +3.06 s.l.m; il carico cinetico è + 4.09.

Nella sezione 20 m a valle della passerella, considerata per il raccordo delle rampe ai marciapiedi, le quote sono rispettivamente +2.79 e + 3.90.

3,06
1,03

4,10

Franco minimo

Secondo la DGR 1360 del 19/11/2010 il franco minimo rispetto al livello di piena è la misura maggiore tra un metro ed il carico cinetico della corrente, (1.03 m.) per cui l'intradosso delle travi sarà impostato almeno a +4.10.

Data l'esigenza di impostare le estremità ad una quota compatibile con le rampe e con le scale di raccordo, è apparso conveniente abbassare il più possibile l'estradosso degli accessi, con l'effetto di ottenere un'opera ad asse inclinato.

In questa configurazione il franco minimo deve essere rispettato almeno per i 2/3 della luce (DGR 1360 art. 3.4.2 punto b), per cui, a fronte di una luce di 138 m, l'intradosso è stato posto al di sopra di +4.10 per 92 m. in asse alla mezzeria.

In mancanza di prescrizioni regionali per i tratti laterali (1/6 della luce pari a 23 m.), si è fatto riferimento alle direttive dell'Autorità di Bacino del Po, secondo le quali il franco tra quota idrometrica e piano viabile deve essere la misura maggiore tra il 50% dell'altezza cinetica della corrente e un metro : nel nostro caso il piano degli accessi dovrebbe essere al di sopra di +4.06.

Contemperando questo vincolo con i raccordi di estremità e con l'adattamento della sezione delle travi sulla spalla, le quote di accesso sono state impostate a +4.40 (oltre 1 m. al di sopra della quota idrometrica), con l'intradosso a +3.20, al di sopra del livello di piena.

①

Pressione della corrente sulle pile

La pressione esercitata dalla piena duecentennale è stata ricavata dalla formula in bibliografia (Sistemazione dei Corsi d'acqua - Libreria internazionale cortina Padova).

Dipende da parametri della corrente e dalla forma delle pile, ed è legata alla differenza tra la spinta a monte ed a valle sulla pila stessa :

$$R = S_m - S_v$$

I valori delle spinte si calcolano con la seguente formula:

$$S = \gamma_w * A * y_b + (\gamma_w * Q^2 / (g * A))$$

Dove :

$\gamma_w = \rho$: peso specifico dell'acqua
 A : sezione di deflusso della corrente
 $y_b = h$: tirante d'acqua a ridosso della pila
 Q : portata del corso d'acqua
 g : accelerazione di gravità.

In base ai dati desunti dallo studio idraulico a corredo del progetto, si è ottenuta una pressione di ca. 600000 N, corrispondenti a 15 t per pila, come risulta dal prospetto seguente :

	Lato monte	Lato valle	
ρ	1000.00	1000.00	
g	9.81	9.81	
h	5.76	5.53	
A	379.79	349.06	
Q	1700.00	1700.00	
v	4.48	4.87	
			Δs (N)
Spinta	18346130.91	17747130.33	599000.58

Profondità d'imposta delle pile

La fondazione delle pile è stata impostata alla profondità che esclude fenomeni di scalzamento, ricavata dalla formula in bibliografia (Sistemazione dei Corsi d'acqua - Libreria internazionale cortina Padova) in funzione dei parametri della corrente e dalla forma delle pile :

$$\frac{d_s}{s} = f_1 \left(\frac{v_0}{v_{cr}} \right) * \left[2 * \tanh \left(\frac{y_0}{s} \right) \right] * f_2 (forma) * f_3 \left(\alpha \left| \frac{l}{s} \right. \right)$$

Il valore di f_1 dipende dalla capacità della corrente di movimentare il materiale presente sul fondo del corso d'acqua legando la velocità di deflusso con la velocità critica di trascinamento, alla quale inizia il movimento del materiale sul fondo del corso d'acqua per un determinato valore del diametro del sedimento d.

Il valore di y_0 descrive l'altezza del tirante sul lato valle della pila, mentre il valore di s indica la larghezza della pila in senso trasversale alla corrente.

Il valore f_2 dipende dalla forma della pila; nel caso in esame essendo una pila capace di assecondare il deflusso della corrente è stato assunto pari a 0.75.

Infine f_3 dipende da due fattori : il rapporto tra lunghezza e larghezza della pila, l'angolo di incidenza della corrente rispetto alle pile.

Nel caso in esame, essendo le pile parallele alla corrente, l'angolo di incidenza della corrente è uguale a 0. Dal grafico sotto riportato si desume $f_3 = 1$; Cautelativamente è stato adottato pari a 1.2.

Alla luce di questi dati si è ottenuta la profondità di m. 1.8 m, rispetto all'attuale quota di fondo del corso d'acqua.

γ_s	26000.00
γ_w	10000.00
d_{50}	0.025

v_{cr}	0.75
v_0	4.48

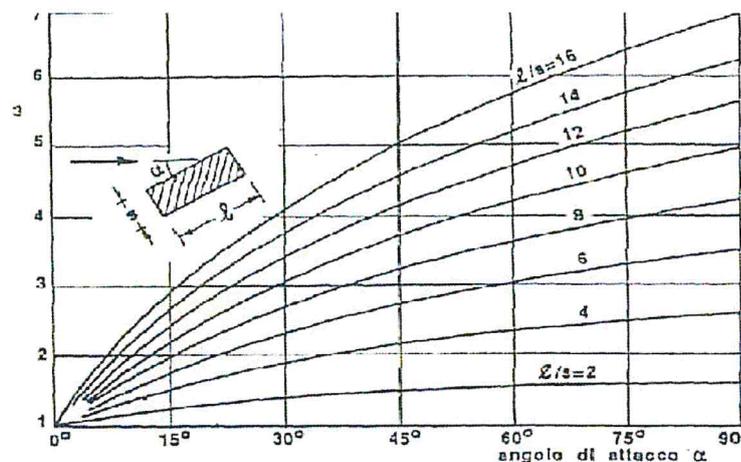
f_1	1.00
f_2	sagomate 0.75
f_3	1.20

γ_0	5.53
l	3.80
s	1.00
l/s	3.80
d_s	1.80

Il fattore di forma f_2 dovuto alla forma della pila può essere assunto

- pari a 1 per pile circolari o con forma arrotondata
- pari a 1.33 per pile rettangolari
- pari a 0.75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente.

Calcolo del valore di F3



2.4 Azioni sismiche

Sono state determinate in base alla massa costituita dai pesi propri e dai sovraccarichi permanenti, esclusi i carichi di esercizio. [NTC 5.1.3.8] ; i parametri sismici ex NTC art. 2.4 sono :

- Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso : II
- Coefficiente d'uso $C_u = 1$ per classe II
- Periodo di riferimento per l'azione sismica : $V_R = V_N C_u = 50$ anni

L'analisi sismica è stata svolta secondo art. 3.2.1 nei confronti dello stato limite di salvaguardia SLV, assumendo lo spettro di risposta basato sui parametri del sito e diviso per il fattore di struttura :

$$S_e(T) = f(a_g/g, S, \eta, F_0, T_B, T_C, T_D)$$

Per il sito in esame (lat. 43.7895 ; long. 7.064) : $a_g/g = 0.131$ $F_0 = 2.453$ $T_C^* = 0.29$

Categoria del sottosuolo : in sede di progetto preliminare non è stata eseguita un'indagine specifica, potendo disporre delle indicazioni di diversi lavori eseguiti nell'alveo del Roya : ai fini pratici il sito è costituito da un deposito alluvionale con ghiaie e sabbie in matrice sabbiosa mediamente addensate, di spessore superiore a 30 m., caratterizzate da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

In attesa delle indagini che saranno svolte a corredo delle successive fasi progettuali, il sito è stato classificato prudenzialmente in categoria C.

Coefficiente di amplificazione $S = S_S S_T = 1.5$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica : ($1 \leq S_S \leq 1.5$ per sito C)

SLV : $S_S = 1.7 - 0.6 F_0 a_g/g = 1.51 \Rightarrow 1.5$

Coefficiente di amplificazione topografica : sito pianeggiante $\Rightarrow S_T = 1$

Caratteristiche dello spettro di risposta elastico :

$$T_C = C_C T_C^* = 1.58 \times 0.29 = 0.458 \quad C_C = 1.05 (T_C^*)^{-0.33} = 1.58 \text{ per suolo di tipo C}$$

$$T_B = T_C/3 = 0.153 \quad T_D = 4a_g/g + 1.6 = 2.12$$

Coefficiente di smorzamento : $\eta = 1.05$ per smorzamento viscoso $\xi = 4\%$ (acc-cla)

Fattore di struttura $q = q_0 K_r = 1.5 \times 1 = 1.5$ per struttura a bassa duttilità

I grafici degli spettri elastici sono riportati negli allegati 1 e 2, per l'accelerazione orizzontale e verticale allo SLV.

2.5 Stati limite di esercizio

a) *Stato limite di deformazione* : in mancanza di prescrizioni numeriche per le strutture pedonali nelle normative consolidate, l'inflessione ammessa in esercizio è $2/1000 L$, pari a 5.6 cm.

b) *Stato limite di vibrazione* [EC1/2 4.4.4.4] : il disagio all'utente viene evitato se l'accelerazione massima verticale dell'impalcato a pieno carico non supera il valore : $a_{\text{vert}} = 0.5 f_0^{0.5} \text{ m/s}^2$, con f_0 = frequenza propria fondamentale della passerella.

c) *Stato limite di fatica* : Questa verifica è stata omessa in quanto implicitamente soddisfatta con l'assunzione dei modelli di carico prescritti da EC3/1 (cfr. § 2.1).

2.6 Azioni climatiche

a) *Neve* q_s : non considerata (coefficienti di partecipazione nulli ex NTC 5.3.12).

b) *Vento* q_s : trattandosi di struttura a una altezza dal suolo inferiore ai 10 m, la pressione del vento è estremamente modesta. Inoltre, siccome va applicata sull'opera scarica (art. 5.1.3.7), determina una condizione del tutto trascurabile rispetto agli effetti sismici, e quindi non significativa ai fini del dimensionamento.

2.7 Variazioni di temperatura

Gli effetti della temperatura sono legati allo studio degli appoggi sulle pile, mirato a bilanciare le coazioni termiche con gli spostamenti nei giunti alle estremità [EC3-2/B2], che sarà svolto nel progetto definitivo : in questa sede abbiamo verificato che la dilatazione complessiva ex NTC art. 3.5.2, in caso di completa libertà di espansione, sia compatibile con la struttura prevista.

Considerata la variazione di 30° per un periodo di ritorno di 50 anni, la larghezza complessiva dei giunti risulta di 4 cm, pari a due giunti di 2 cm per estremità.

2.8 Carichi accidentali q_9 [EC1/3 5.6]

Non sono stati previsti urti di collisione sotto il ponte in quanto il fiume non è navigabile ; per contro è stata considerata la pressione della corrente di piena duecentennale sulle pile (§ 2.3). Sull'impalcato è stata applicato un veicolo accidentale non concomitante con il carico variabile di esercizio (§ 2.1).

3. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

3.1 Generalità

Lo schema statico della passerella è a travi continue su 6 appoggi ad interasse di m. 27.80.

L'impalcato consta di un sistema bitrave a struttura composta acciaio-calcestruzzo in materiale inossidabile, con sezione a doppio T asimmetrico ottenuta dall'assemblaggio saldato di piatti in acciaio Corten, per un'altezza totale di 90 cm. ; saranno confezionate in officina in tronchi trasportabili e compatibili con gli spazi di manovra in loco, quindi assemblate in cantiere tramite giunzioni bullonate.

La soletta collaborante in cemento armato sarà collegata al piatto dell'ala superiore attraverso connettori saldati, secondo il procedimento classico di questo sistema ; la larghezza utile è di 5 m, e lo spessore variabile da 18 a 20 cm, con leggera rastremazione verso i bordi. Nel progetto esecutivo sarà studiato un procedimento di prefabbricazione con getto integrativo in opera.

3.2 Analisi strutturale

Lo studio è stato eseguito su un modello 3D agli elementi finiti mediante il codice Effel (Società Graitec di Parigi), in cui sono stati inseriti i diversi casi di carico elementari descritti in § 1, ed associati nella ricerca delle combinazioni più sfavorevoli agli stati limite ultimi e di esercizio.

La verifica sismica è stata svolta con un'analisi lineare dinamica modale (art. 7.3.3.1) attraverso la determinazione dei modi di vibrare del manufatto, ed il calcolo delle sollecitazioni in rapporto allo spettro di risposta definito nelle ipotesi di calcolo in § 2.

Sono state considerate le configurazioni seguenti :

- *Stati limite di esercizio.* Ricerca della configurazione più sfavorevole ai fini delle deformazioni : carichi permanenti + sovraccarico accidentale collocato solo in campate pari, oppure solo in campate dispari, oppure in totalità, con o senza aggiunta della corrispondente spinta longitudinale.

- *Stati limite ultimi in condizioni statiche.* Ricerca delle sollecitazioni inviluppo ai fini delle verifiche di sicurezza, previa applicazione dei coefficienti parziali $\gamma_G = \gamma_Q = 1.35$ (NTC art. 5.1.3.12) ai carichi permanenti e variabili da transito ; $\gamma_Q = 1$ per il carico eccezionale sull'impalcato.

- *Stati limite ultimi in condizioni sismiche.* Ricerca delle sollecitazioni inviluppo ai fini delle verifiche di sicurezza, previa applicazione dei coefficienti parziali $\gamma_G = 1$. Verifica delle deformazioni e distorsioni massime.

- *Stati limite ultimi in condizioni idrauliche.* La stabilità delle pile è stata verificata sotto gli effetti della pressione della corrente duecentennale, con coefficienti parziali unitari.

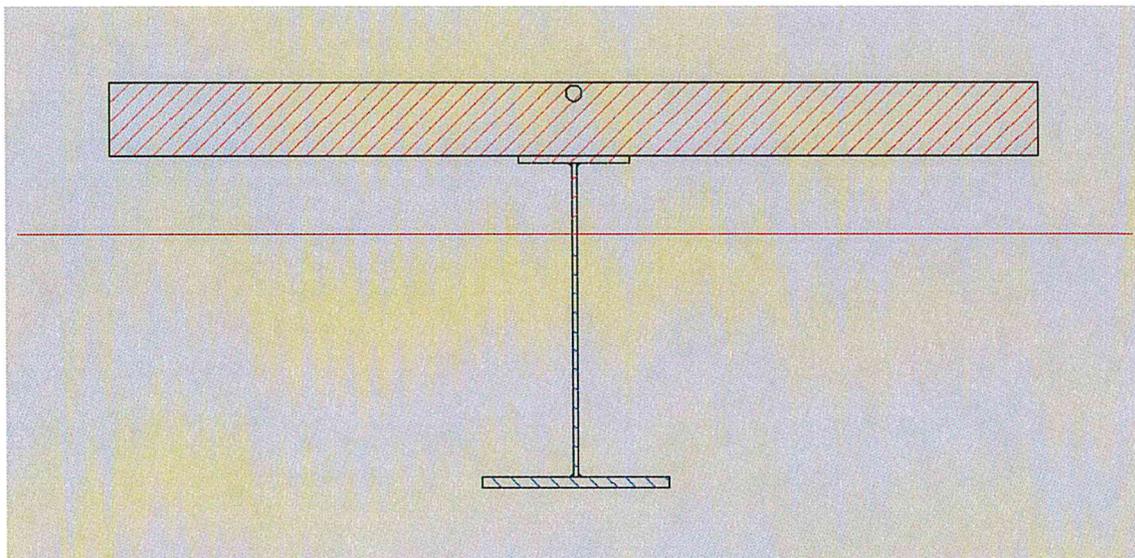
3.3 Risultati del modello

Gli allegati 3 e 4 riportano lo schema del modello agli elementi finiti e la sintesi delle combinazioni di ingresso ; gli allegati da 5 a 8 presentano alcuni risultati significativi per l'accettazione del dimensionamento :

- deformazione massima in esercizio : 3.9 cm < 5.6 cm assegnati
- deformazione longitudinale in condizioni sismiche : 1 cm
- deformazione trasversale in condizioni sismiche : 2.2 cm
- deformazioni sotto pressione idraulica : trascurabile

3.4 Verifica della sezione mista acciaio-calcestruzzo

Si riportano di seguito le verifiche per fasi della sezione composta acciaio-calcestruzzo, trascurando in prima analisi gli effetti della e del ritiro.



Fase 1 : struttura metallica varata con peso della soletta non collaborante

Fase 2 : carichi permanenti agenti sulla struttura collaborante ; $n = 24$

Fase 3 : struttura in esercizio con i carichi da transito pedonale : $n = 8$

Caratteristiche della sezione metallica (simboli noti) :

$A = 295 \text{ cm}^2$; $I = 401.278 \text{ cm}^4$; $W_s = 6.915 \text{ cm}^3$; $W_i = 12.549 \text{ cm}^3$; $p = 232 \text{ kg/m}$

Fase	n	Q [t/m]	M _{sle} TM	M _{slu} TM	f [cm]	I [cm ⁴]	σ_c kg/cm ²	σ_{as} kg/cm ²	σ_{ai} kg/cm ²
1	/	1.52	146	198	13	401.278	/	2866	1578
2	24	0.8	75	102	2.7	996.895	21	295	626
3	8	1	97	130	2.6	1.358.513	38	110	751
Tot					5.3		59	3271	2955

La freccia in prima fase, in cui la struttura reagente è la trave in acciaio senza contributo della soletta, è troppo elevata ; pertanto sarà applicata una controfreccia di pari valore, corrispondente a 1/200 della luce circa. Scontando così la deformazione della prima fase, resta un residuo di 5.3 cm, inferiore ai 5.6 ammessi.

Si deve inoltre considerare che, ai fini delle deformazioni, l'effetto sfavorevole del ritiro (non considerato) è ampiamente inferiore a quello favorevole della continuità (anch'essa trascurata). Le tensioni sono compatibili con acciaio Corten A.

3.7 Progetto delle pile

Le pile sono incastrate in una fondazione su micropali, secondo lo schema statico di mensole libere in testa. Hanno uno spiccato massimo di m. 7.60, e sezione rettangolare con i lati minori arrotondati, variabile in altezza con un andamento curvilineo : 100x350 alla base ; 80x230 a metà altezza ; 130x330 in sommità secondo linee di uniforme resistenza.

Dai risultati del modello di calcolo (§ 3.2) abbiamo estratto le sollecitazioni involuppo per il calcolo della pila, con riferimento agli assi del modello : X = asse trasversale ; Y = asse verticale ; Z = asse longitudinale :

Condizione	Ny [t]	Tx [t]	Tz [t]	Mx [tm]	Mz [tm]
[1] SLE	240	/	6	33	/
[2] Sisma X	237	55	/	/	246
[3] Sisma Z	166	/	22	160	/
[4] Press. Idr.	/	15	/	114	/

a) Verifica di stabilità

Trattandosi di una struttura a sezione variabile, per valutare le condizioni di snellezza abbiamo considerato la pila con sezione costante pari alla sezione minore, a favore di sicurezza :

$$\text{Snellezza limite } \lambda_{lim} = 15.4 C/\sqrt{v} = 71.2$$

$$C = 1.7 \quad v = N_{ed}/(A_c f_{cd}) = 240 \times 1.35 / (1.7 \times 1410) = 0.135$$

$$\text{Snellezza pila} = 2 l_0/i_{min} = 760 \times 2 / 22.2 = 68.5 < \lambda_{lim}$$

Pertanto le pile non richiedono analisi specifiche ai fini dell'instabilità elastica.

b) Verifica della sezione pressoinflessa

E stata svolta l'analisi a presso flessione deviata semplificata (art. 7.4.4.2.2.1), effettuando una verifica a pressoflessione retta nelle due direzioni, con resistenze ridotte del 70% ($R_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$; $f_{yk} = 3150 \text{ kg/cm}^2$).

- condizione [1] : sezione 350x100 \Rightarrow armatura a presso flessione non necessaria
- condizione [2] : sezione 100x350 \Rightarrow armatura a presso flessione non necessaria
- condizione [3] : sezione 350x100 \Rightarrow armatura tesa su due facce $A = 32 \text{ cm}^2$
- condizione [4] : sezione 100x350 \Rightarrow armatura a presso flessione non necessaria

c) Progetto dei micropali

1. Sollecitazioni di calcolo

Sono soggetti al carico assiale ed alle sollecitazioni di flessione e taglio dovute alle risultanti orizzontali trasmesse dalla pila. Le condizioni involuppo si ricavano dalla precedente tabella delle sollecitazioni alla base della pila, con l'aggiunta del peso proprio della fondazione (31 t) al valore di Ny. Si adottano 8 Mp su maglia 120x130, ϕ 220x10 in perforazione ϕ 350.

Per le combinazioni longitudinali (asse Z) risulta :

$$\begin{aligned} N_p &= N_y/8 \pm M_x/1.2 \times 4 & T_p &= T_z/8 \\ \text{Comb SLE} : N_p &= 34 \pm 7 = 41/24 \text{ t} & T_p &= 0.8 \text{ t} \\ \text{Comb Sz} : N_p &= 25 + 33 = 58/-8 & T_p &= 3 \text{ t} \end{aligned}$$

Per le combinazioni trasversali gli sforzi assiali dipendono dall'interazione struttura/pali ricavata dal calcolo FEM, cui va aggiunto il peso della fondazione. Gli allegati 14 e 15 riportano le reazioni alla base della pila sotto Sisma X, e la distribuzione sulle quattro coppie di pali : carico assiale max. $N_p = 60 + 31/8 = 64 \text{ t}$; componente di taglio $T_p = 55/8 = 7 \text{ t}$. Le sollecitazioni involuppo SLU sono quindi : $N_p = 64 \text{ t}$; $T_p = 7 \text{ t}$.

2. Verifica del tratto connesso (SLU tipo GEO)

Il calcolo è stato svolto con l'approccio A1M1R3 ex art. 6.4.3.1

$$L = \text{tratto connesso} = N \gamma_R \xi_{a3} / (\pi \cdot b \cdot \alpha \cdot q_s)$$

$$N = \text{carico assiale SLU} = 64 \text{ t}$$

$$b = \text{diametro perforazione} = 35 \text{ cm.}$$

$$\gamma_R = \text{coefficiente parziale} = 1.15 \text{ per resistenza per attrito laterale}$$

ξ_{a3} = fattore di correlazione applicato alla resistenza laterale = 1.4 essendo q_s un parametro medio derivato abachi sperimentali di comprovata validità (Recommandations TA 95) - (tabella 6.4.IV)

α = coefficiente funzione delle modalità di iniezione e delle caratteristiche del terreno = 1.2 nell'ipotesi di iniezione a gravità o in bassa pressione in ghiaie medio-dense

$$q_s = \text{attrito laterale limite} = 10 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Risulta } L = 7.80 \Rightarrow 8 \text{ m} + 2 \text{ di franco} = 10 \text{ m}$$

3. Verifica sotto carico laterale

La risultante orizzontale induce nel palo sollecitazioni di flessione e taglio, che si analizzano in forma chiusa con il modello elastoplastico mediante le relazioni seguenti, valide in regime di piccole deformazioni (max. $y/D = 10\%$):

$$T = 7 \text{ t} \quad M = 0.5 T \lambda = 4 \text{ tm} \quad d = \text{spostamento} = T/\lambda k D$$

$$\lambda = \sqrt[4]{4 E I/kD} = 115 \text{ cm} \quad D = \text{diametro di perforazione} = 35 \text{ cm.}$$

$$k = \text{modulo di reazione orizzontale assunto pari a } 5 \text{ kg/cm}^3$$

$$I = \text{momento inerzia micropalo } \phi 220 \times 10 = 3608 \text{ cm}^4$$

$$p_{\max} = \text{pressione all'interfaccia palo/terreno} = T/0.5D \lambda = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{\text{lim}} = 3\gamma'h k_p = 3 \times 1.2 \times 2 \times 5 = 36 \text{ t/m}^2 = 3.6 \text{ kg/cm}^2 \quad k_p = 5 \text{ (Caquot Kerisel)}$$

Ai fini della validità del calcolo è necessario verificare la condizione : $d < 0.10D$

$$d = T/\lambda k D = 7000/115 \times 5 \times 35 = 0.35 \text{ cm} = 0.10 D \text{ Ver. soddisfatta di misura}$$

4. Verifiche SLU tipo STR

Sollecitazioni SLU in condizioni sismiche con i coefficienti parziali : $\gamma_G = \gamma_R = 1$

$$M = 4 \text{ tm} \Rightarrow \sigma_1 = 400000/W = 1219 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 64 \text{ t} \Rightarrow \sigma_2 = 64000/A = 970 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 7 \text{ t} \Rightarrow \tau = 1.33 \times 7000/A = 143 \text{ kg/cm}^2$$

Deve essere rispettata la relazione :

$$\sigma_2^2 + \sigma_1^2 + 3 \tau^2 < (f_{yk}/\gamma_{MO})^2 \Rightarrow 2489457 < (2350/1.05)^2 < 5009070$$

(Verifica soddisfatta per acciaio S 235)

d) Opere provvisorie

La realizzazione delle pile comporta alcune opere provvisorie, di cui è stato effettuato il predimensionamento per una stima preliminare dei costi, sulla base di una fra le possibili tecniche operative ; trattandosi di opere accessorie e finalizzate a problematiche di

cantiere, in sede esecutiva si potranno adottare anche metodi diversi a seconda delle abitudini e dei mezzi dell'impresa.

L'allegato 9 riporta l'elevazione della pila con l'indicazione delle opere provvisionali :

- esecuzione di un diaframma di palancole
- realizzazione di un tappo di fondo con tecniche di jetting
- scavo fino alla quota dei puntelli e messa in opera degli stessi
- scavo fino all'estradosso della fondazione ed esecuzione dei micropali

- *predimensionamento del diaframma :*

Gli allegati da 10 a 13 riportano le ipotesi di calcolo ed i dati significativi :

Il diaframma è vincolato in testa da un telaio perimetrale in profilati metallici, e da una serie di molle rigide che simulano il materiale miscelato nella parte immersa, in corrispondenza del tappo di fondo.

Il momento max. nel diaframma di 2.4 tm comporta un modulo di resistenza $W = 127 \text{ cm}^3$ in acciaio S235, compatibile con palancole Larsen SL1 o equivalenti.

Gli allegati 12 e 13 riportano le deformazioni e gli sforzi nel sistema di puntoni HEA 200 ed HEB 180 impiegati.

- *predimensionamento del tappo di fondo*

Attribuendo al materiale miscelato una densità di 2.2 t/m³, l'equilibrio a quota - 7.80 richiede uno spessore di volume trattato di 4 m :

$$\text{Sottospinta} = 7.8 \text{ t/m}^2 ; \text{Peso in contrasto} : 4 \times 2.2 \times 0.9 = 7.9 > 7.8$$

3.8 Progetto delle spalle

1. Sollecitazioni di calcolo

Le spalle sono incassate negli argini, e come tali sono state dimensionate in base alla spinta del terrapieno in condizioni statiche e sismiche, ed alla reazione delle travi, che, essendo stabilizzante, è stata considerata nei suoi valori massimo e minimo in presenza o meno del sovraccarico variabile.

La fondazione su micropali è impostata nell'alveo, con un dente per la protezione dallo scalzamento.

L'analisi è stata effettuata secondo la condizione più sfavorevole tra i tre approcci di tipo SLU STR, con l'ausilio del programma MDS2 messo a punto dal nostro studio :

- A1M1 in condizioni statiche (coeff. parziali $\gamma_\phi = 1$; $\gamma_G = 1.3$)
- A2M2 in condizioni statiche (coeff. parziali $\gamma_\phi = 1.25$; $\gamma_G = 1$)
- A1M1 in condizioni sismiche (coeff. parziali $\gamma_\phi = 1$; $\gamma_G = 1 + \text{incremento sismico}$)

Il programma esegue il calcolo delle sollecitazioni nei diversi approcci, e ne desume la condizione più sfavorevole che viene applicata alla struttura predimensionata ; quindi fornisce le reazioni unitarie su micropali, congruenti col coefficiente di sicurezza ≥ 1 in base alle quali si definisce l'interasse ottimale.

Per la ripresa della componente orizzontale della risultante si è optato per l'inclinazione dei micropali lato fiume di 5°.

L'allegato 16 riporta le uscite del programma MDS2, comprendenti :

- le condizioni di carico elementari, e la condizione involuppo
- la geometria adottata e le ipotesi geotecniche
- le caratteristiche e le sollecitazioni sui micropali
- le verifiche di resistenza strutturali e le armature in fondazione ed elevazione

La risultante massima SLU risulta 45 t. (arr.) : sono stati adottati micropali ϕ 88.9x10 in acciaio S235, in perforazione D 200.

2. Verifica SLU tipo STR

Sforzo normale massimo premoltiplicato per γ_G SLU = 45 t.

Sezione profilo tubolare ϕ 88.9x10 = cm² $\Rightarrow \sigma = 1.815$ kg/cm²

Acciaio di tipo S 235 $\Rightarrow f_{yk}/\gamma_{MO} = 2350/1.05 = 2.238$ kg/cm² $> \sigma$

3. Verifica del tratto connesso (SLU tipo GEO)

In base al calcolo svolto come in § 3.7 punto c/2 qui sopra, risulta L = 9.60 m ; questa lunghezza è stata incrementata a 12 m. per tener conto del modesto grado di addensamento dello strato più superficiale, e sarà oggetto di ottimizzazione in base alle indicazioni delle prove in situ che saranno eseguite per la progettazione definitiva.

4. Incastro nella fondazione

Il trasferimento del carico dalla fondazione al palo si effettua per aderenza acciaio/cls del tubo inserito per 65 cm nella fondazione, e per pressione su una piastra metallica saldata ai micropali sulla base del plinto ; poiché i meccanismi di mobilizzazione della reazione non sono concomitanti nei due casi, si impone un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1.2, per cui la somma delle componenti dovrà mobilizzare almeno $45 \times 1.2 = 54$ t SLU.

- Carico per aderenza acciaio/cls = $\tau_c \times h \times 3.14 \times \phi = 16 \times 65 \times 3.14 \times 8.9 = 28$ t

$\tau_c = 1.5 (132 - \phi)/100$ $f_{ctk} = 1.6$ Mpa $\phi = 89$ mm e $f_{ctk} = 2.5$ Mpa con Rck = 300

- Residuo sulla piastra : $54 - 28 = 26$ t : si applica una piastra 20x20 cm. saldata ai tubi alla base della fondazione, la cui superficie utile, dedotti gli angoli a partire da 7.5 cm sulla diagonale, vale : Spiastra – Stubo - $4 \times \text{Sup angoli} = 400 - 62 - 4 \times 4 = 322$ cm².

- Pressione residua sulla piastra : $26.000/322 = 80$ kg/cm²

- Momento max piastra = $0.5 \times 7.5^2 \times 80 = 2250$ kgcm

- Wx piastra in acciaio S275 = $2250 \times 1.05/2750 = 0.86$ cm³ \rightarrow Spessore 2.3 \rightarrow 25 mm

3.9 Rampe disabili-ciclabili

Sono state calcolate come lastre ad asse leggermente inclinato, a sbalzo rispetto all'argine in quanto non sono ammessi supporti all'interno dell'alveo.

Poggiano sull'impalcato, sul muretto tra marciapiede e intradosso della rampa, e su mensole incastrate in blocchi c.a. fondati su micropali entro l'argine, che riprendono l'incastro attraverso una coppia in trazione/compressione.

Il parametro più restrittivo ai fini del dimensionamento è la deformazione in esercizio, tenuto conto anche delle vibrazioni intrinseche di questo tipo di strutture : in mancanza di prescrizioni specifiche nella normativa consolidata, si è ritenuto ragionevole limitare la freccia istantanea a $L/500$ o $B/250$ (L = luce massima della rampa tra due appoggi consecutivi ; B = luce dell'oggetto).

Hanno una larghezza netta di 3 m, al netto del parapetto sul bordo lato fiume, che abbiamo utilizzato come una nervatura per irrigidire la lastra (in parte sotto, in parte sopra soletta) su cui è applicata la ringhiera metallica. Lo sviluppo è diverso sulle due sponde, in relazione alle quote dei marciapiedi.

Per conoscere in modo attendibile lo stato di tensione e di deformazione di queste strutture, abbiamo svolto un'analisi agli elementi finiti che ci ha consentito di fissare le variabili del problema in vista di un'ottimizzazione in sede esecutiva.

a) Rampa in sponda sinistra lato giardini

E' costituita da una lastra c.a. sp. 25 cm, poggiata sul muro in argine, sull'impalcato e su una piastra a sbalzo sp. 40 cm, a sua volta incastrata in una platea fondata su 4 coppie di micropali.

Gli allegati da 17 a 19 riportano il modello di calcolo, le reazioni sui micropali e le deformazioni istantanee, di seguito commentate :

- la deformazione istantanea di 1 cm è leggermente elevata, in quanto il modello FEM considera le sezioni in c.a. totali e non fessurate ; infatti secondo EC8 si dovrebbero ridurre le rigidità a lungo termine del 50%, il che porterebbe la deformazione in esercizio a 1.5 cm, di poco superiore a $B/250 = 1.3$ cm.

Fermo restando un maggiore approfondimento nel progetto definitivo, si osserva che i limiti di cui sopra riguardano le deformazioni "nocive", e cioè legate alla funzionalità degli elementi non strutturali insistenti sulla rampa : a tal fine si deve considerare che i materiali previsti per le finiture e per la pavimentazione non sono rigidi ma di tipo resinoso, per cui consentiranno un sufficiente adattamento alle deformazioni cicliche, tipiche di queste strutture in cui i carichi accidentali sono dello stesso ordine di quelli permanenti.

- le reazioni sui micropali sono : 22 t in compressione e 12 t in trazione. Si adottano tubi $\phi 88.9 \times 10$, tenendo conto della riduzione per corrosione in elementi definitivi.

b) Rampa in sponda destra lato Via Trossarelli

Il modello strutturale è analogo al precedente, ma lo sviluppo della rampa è molto maggiore (37 m) per le ragioni spiegate in Relazione illustrativa. Ne consegue che le mensole di sostegno sono due, e maggiormente sollecitate.

Gli allegati da 20 a 22 riportano il modello di calcolo, le reazioni sui micropali e le deformazioni istantanee.

In merito alle deformazioni valgono le stesse osservazioni della rampa in sponda sinistra : lo spostamento istantaneo è di 9 mm, equivalente a 1.3-1.4 cm. a lungo termine.

Le reazioni sulle due coppie di micropali per appoggio sono : 50 t in compressione e 30 in trazione, compatibili con tubi $\phi 88.9 \times 10$.

3.10 Nuovo tratto di argine

Sarà realizzato mediante un muro in cemento armato a mensola, con fondazione protetta da un dente lato fiume ai fini dello scalzamento, ed impostata almeno 1 m. sotto l'alveo.

Il piede sarà protetto da massi naturali come quelli del tratto contiguo verso la foce.

La testa è posta alla quota di esondazione (+3.90), cioè circa 60 cm sopra il piano del marciapiede, e sarà raccordata al parapetto attuale in cui sono inseriti i posti a sedere.

E stato calcolato mediante il programma MDS5 del nostro studio, che effettua le verifiche di stabilità e resistenza nelle condizioni A2M2 e A1M1 in tutte le combinazioni di sisma.

L'allegato 23 riporta le uscite del programma MDS5, comprendenti :

- la geometria della sezione
- le verifiche in condizioni A2M2
- le verifiche in condizioni A1M1 nelle combinazioni sismiche
- le verifiche geotecniche
- i parametri sismici
- le verifiche di resistenza delle sezioni c.a.

ALLEGATI

Cerca Posizione

Via n°

Comune Cap

Provincia

Coordinate WGS84

Latitudine

Longitudine

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84

Lat: Long:

(1)* Coordinate ED50

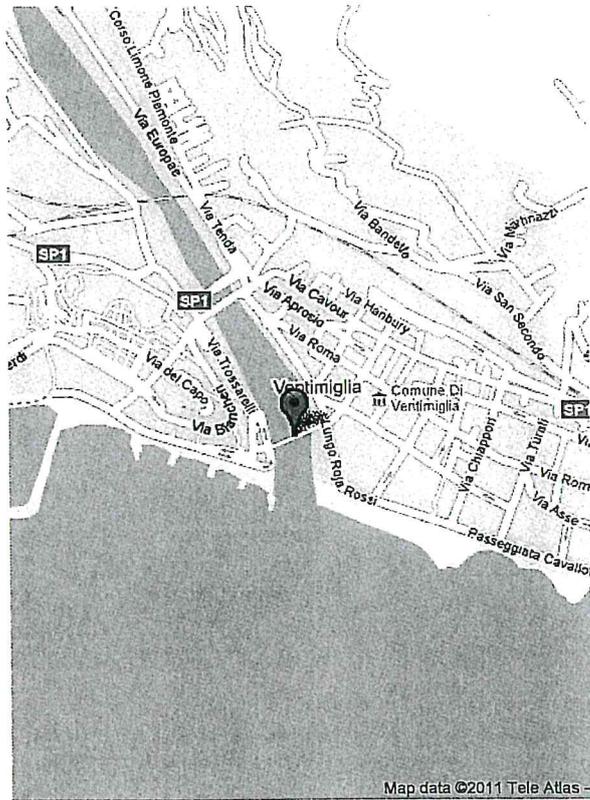
Lat: Long:

Classe dell'edificio

Il. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e :

Vita nominale

(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)



43.789529, 7.6064014

Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Parametri sismici

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,026	2,533	0,186
Danno (SLD)	50	0,037	2,596	0,203
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,131	2,453	0,290
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,176	2,491	0,305
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,44
Cc* Coeff. funz categoria	1,83	1,78	1,58	1,55
St* Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,011	0,047	0,061
kv	0,004	0,006	0,024	0,030
Amax [m/s ²]	0,375	0,543	1,925	2,491
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

Nota sui calcoli: l'acc.ne di gravità utilizzata è pari a 9,80665 m/s² e i calcoli sono condotti senza approssimazioni numeriche.

Spettro di progetto

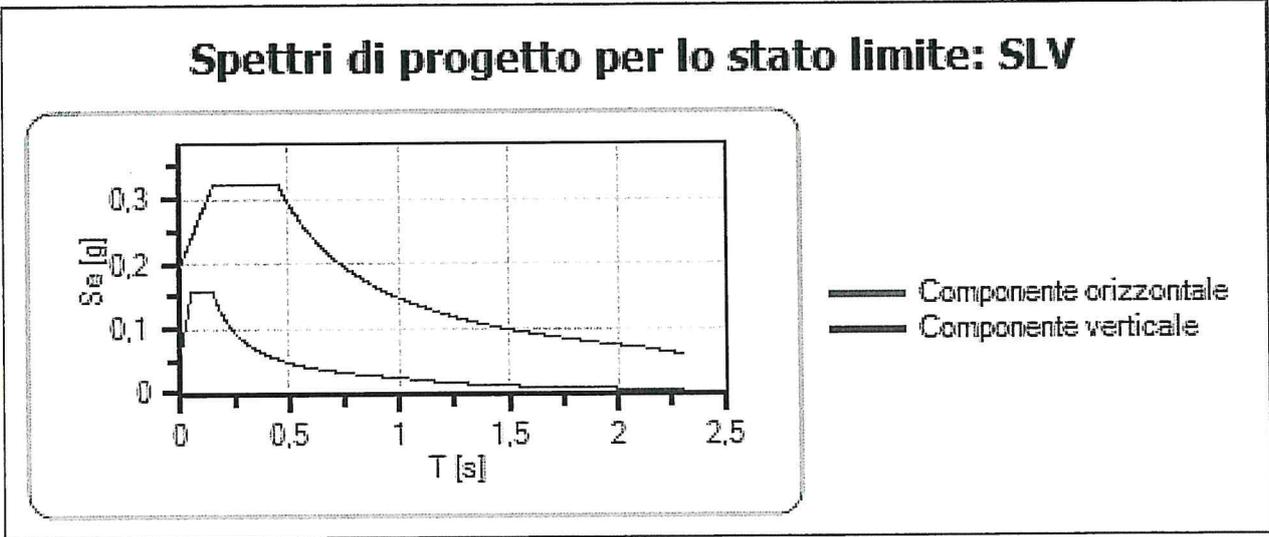
Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

η per lo spettro orizzontale = 0,667

Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1

η per lo spettro verticale = 1,000

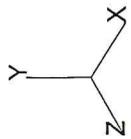
Stato limite: SLV



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLV orizzontale	1	0,131	2,453	0,290	1,500	1,580	1,000	1,500	1,500	0,153	0,458	2,123
SLV verticale	1	0,131	2,453	0,290	1,500	1,580	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

MODELLO GLOBALE

- Date - Fichier bilravec-pile -



4

Effel2003 - Structure - 12.1

© GRAITEC

RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI
PROGETTO PRELIMINARE

Date : le 09/12/2010 à 19h46

Cas de charge de la structure

Code	Num	Type	Titre
CAS	1	Statique	SOVRACCARICHI PERMANENTI J
CAS	2	Statique	CARICHI ACCIDENTALI SU CAMPATE DISPARI P1/3/5
CAS	3	Statique	CARICHI ACCIDENTALI SU CAMPATE PARI P2/4
CAS	4	Statique	PESI PROPRI G
CAS	5	Statique	SPINTA LONGITUDINALE DEI CARICHI ACCIDENTALI 5
CAS	8	Statique	CARICO IDRAULICO LATERALE SULLE PILE ID
MASSE	0	Dynamique	Masse de la structure
CAS	6	Sismique	SISMA TRASVERSALE SX
CAS	7	Sismique	SISMA LONGITUDINALE SY
COMB	9	Comb_Lin	COMB. ESERCIZIO CARICO MAX G+J+P+5
COMB	10	Comb_Lin	COMB.ESERCIZIO CARICHI PARI G+J+P2
COMB	11	Comb_Lin	COMB ESERCIZIO CARICHI DISPARI G+J+P3
COMB	12	Comb_Lin	COMBINAZIONE SLU STATICO (G+J+P)1.35
COMB	13	Comb_Lin	COMB SISMA X G+J+SX
COMB	14	Comb_Lin	CPMB SISMA Y G+J+SY
COMB	15	Comb_Lin	COMB. IDRAULICA G+J+ID

Combinaisons de la structure

N° Combinaison= Combinaison des cas de charges											
	9 = +	1.000*	1 +	1.000*	4 +	1.000*	2 +	1.000*	3 +	1.000*	5
10 = +	1.000*	1 +	1.000*	4 +	1.000*	2					
11 = +	1.000*	1 +	1.000*	4 +	1.000*	3					
	12 = +	1.350*	1 +	1.350*	4 +	1.350*	2 +	1.350*	3 +	1.350*	5
13 = +	1.000*	1 +	1.000*	4 +	1.000*	6					
14 = +	1.000*	1 +	1.000*	4 +	1.000*	7					
15 = +	1.000*	1 +	1.000*	4 +	1.000*	8					

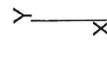
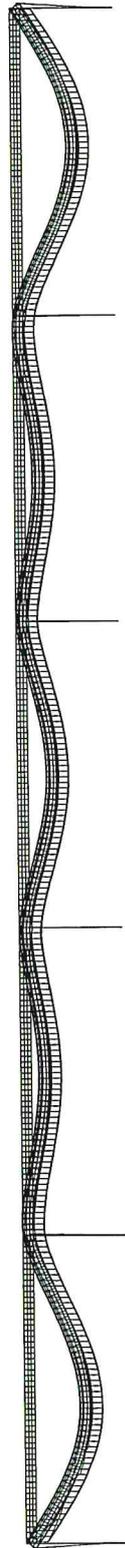
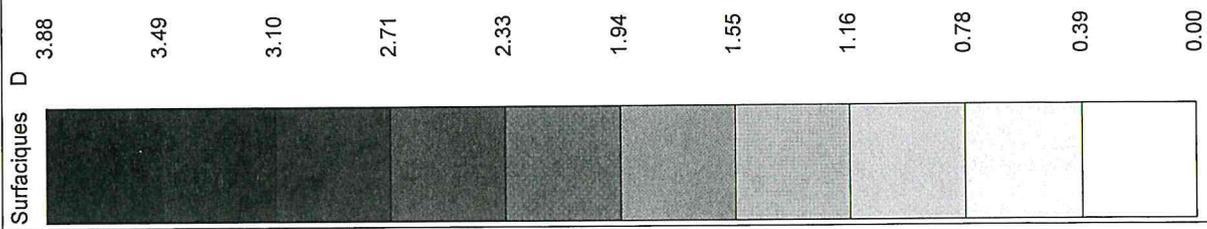
RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/672

DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO

- Date - Fichier bilravec-pile -

Déplacements (cm)
Cas n°15



RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

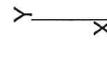
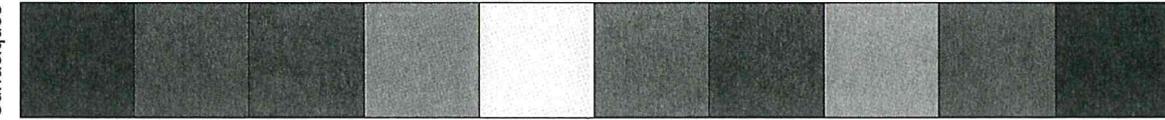
Ech=1/749

DEFORMAZIONI SISMA LONGITUDINALE

- Date - Fichier bilravec-pile -

Déplacements (cm)
Cas n°7

Surfactiques D



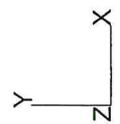
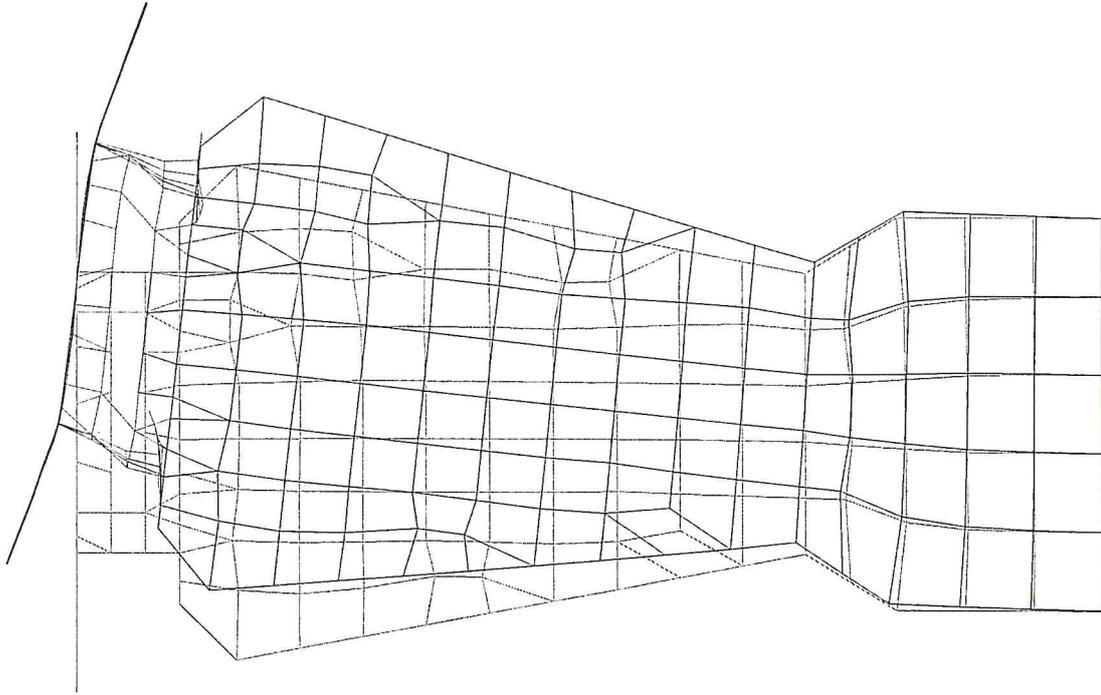
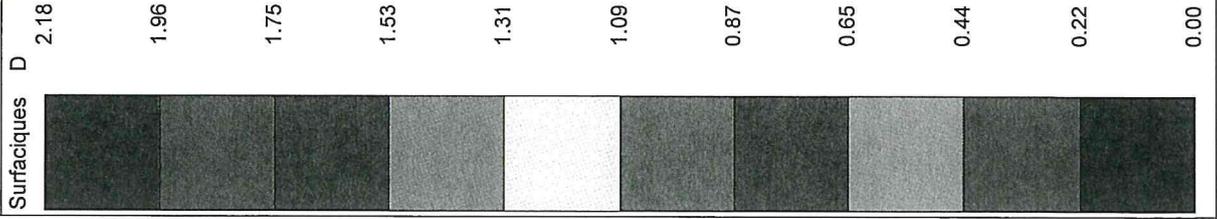
RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/67

DEFORMAZIONI SISMA TRASVERSALE

- Date - Fichier: bitravecc-pile -

Déplacements (cm)
Cas n°6

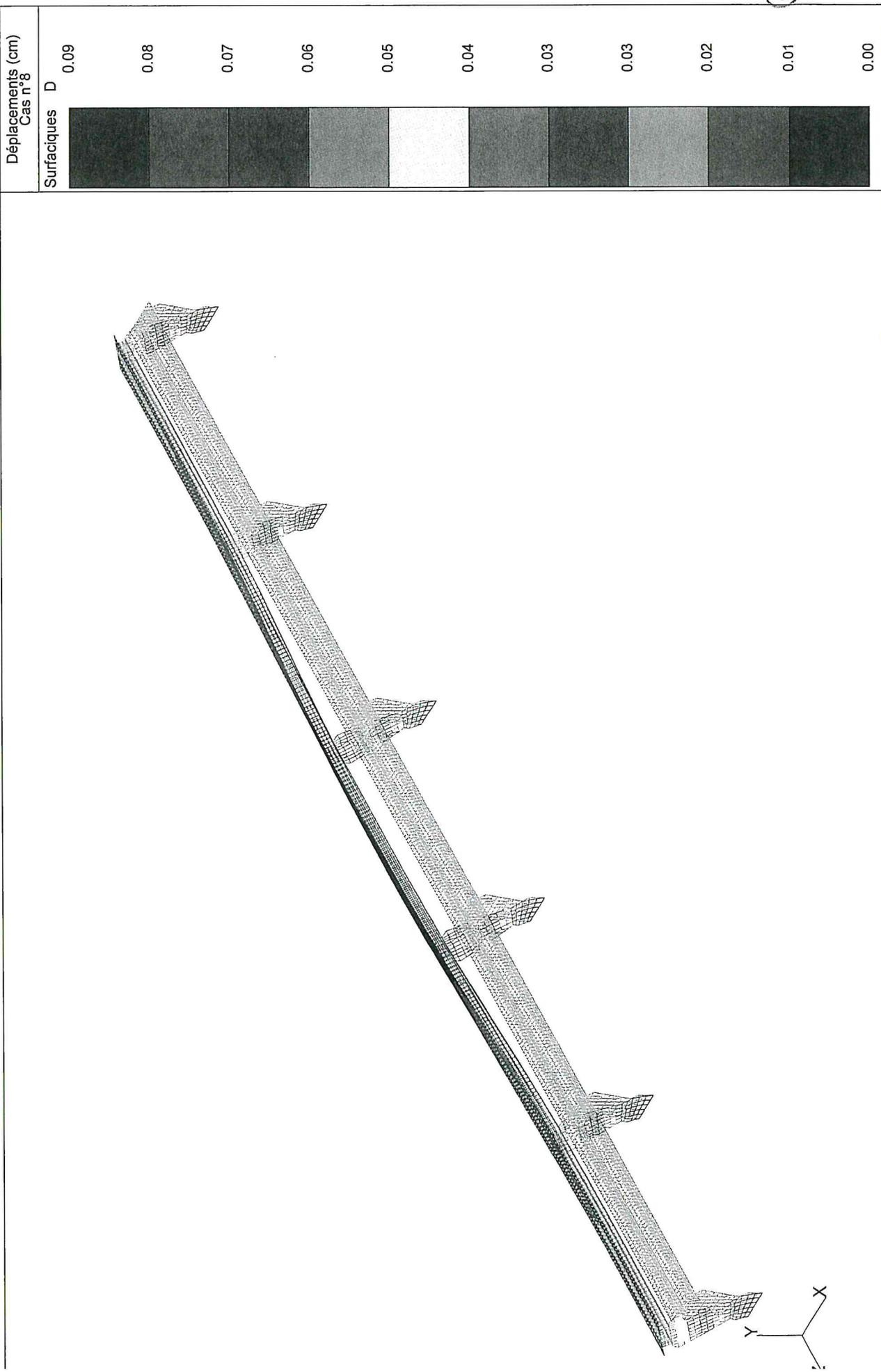


RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/532

DEFORMAZIONI CARICO IDRAULICO

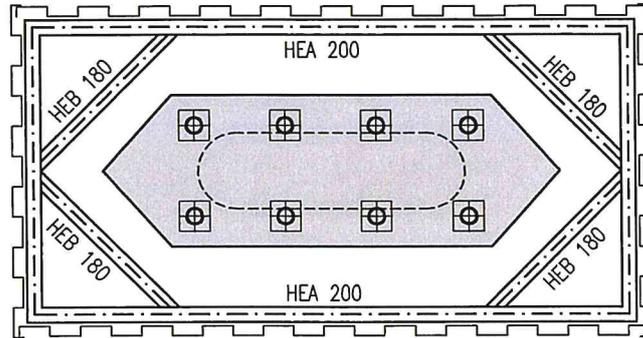
- Date - Fichier bilravec-pile -



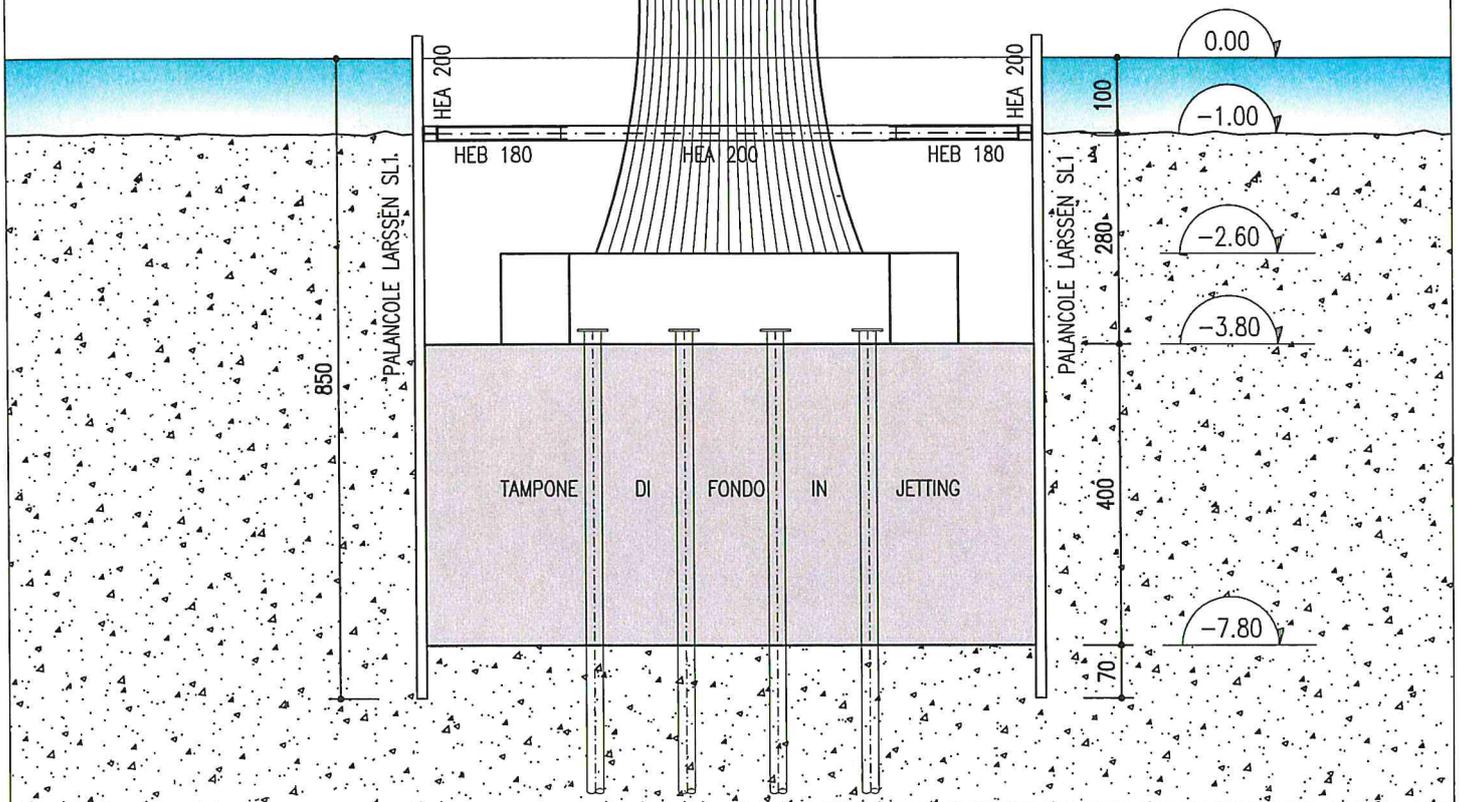
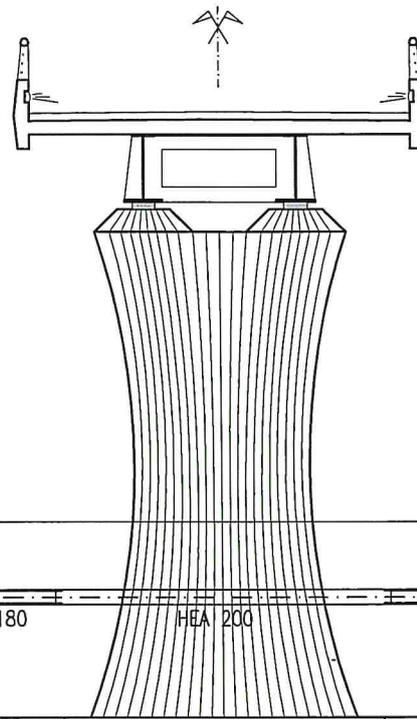
OPERE PROVVISORIE PER COSTRUZIONE PILE ^(a) SCHEMA INDICATIVO

PALANCOLE LARSEN SL1
IN ALTERNATIVA TOTALE O PARZIALE
COLONNE DI JET GRAUTING

PIANTA scala 1:100



SEZIONE scala 1:100



RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

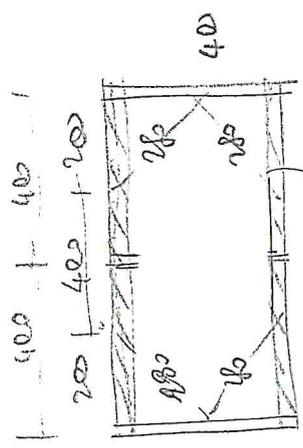
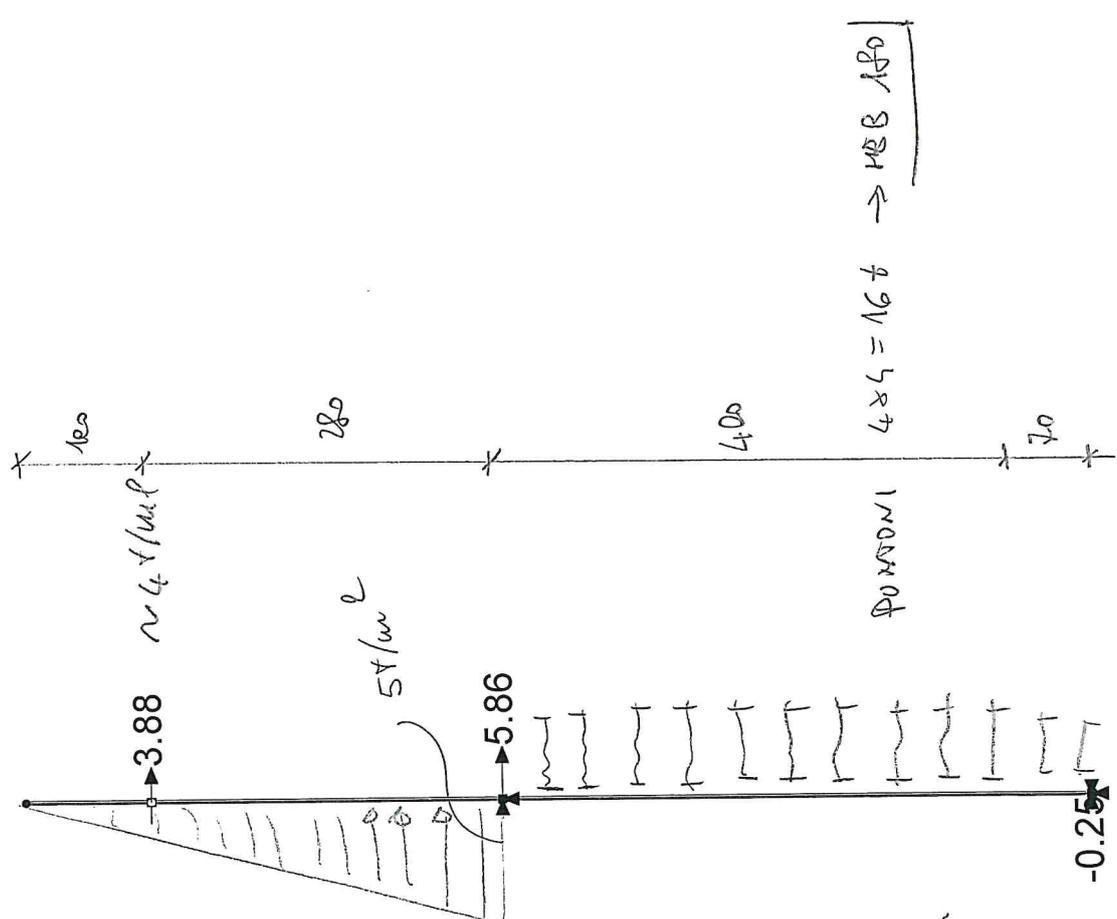
Ech=1/61

PALANCOLE/PILE

REAZIONE PUNTONI

- Date - Fichier PALANCOLE -

Efforts (T) Cas n°1	
Appuis	FX
	5.86
	5.25
	4.64
	4.03
	3.42
	2.81
	2.20
	1.59
	0.98
	0.36
	-0.25

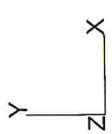


$$I = 4 \times \sqrt{10} \times 15^4 = 60 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{60 \times 1.3}{2350} \times 10^6 = 348 \text{ cm}^3$$

$$HEB 200 \quad W = 383 \text{ cm}^3 \quad \sigma = 15.12$$

$$f = 1.2 \text{ cm} \sim 1/300$$



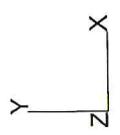
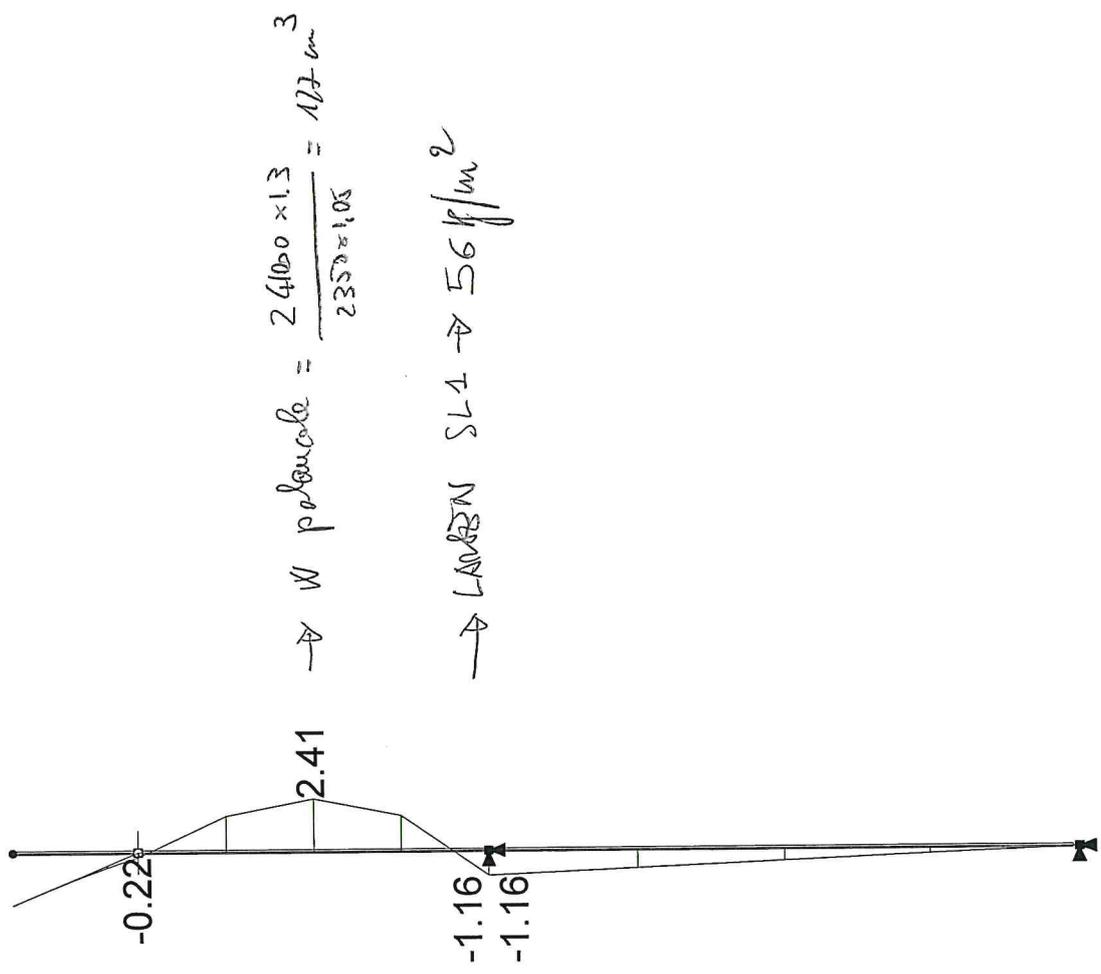
RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/61

PALANCOLE/PILE MOMENTI

- Date - Fichier: PALANCOLE -

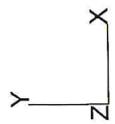
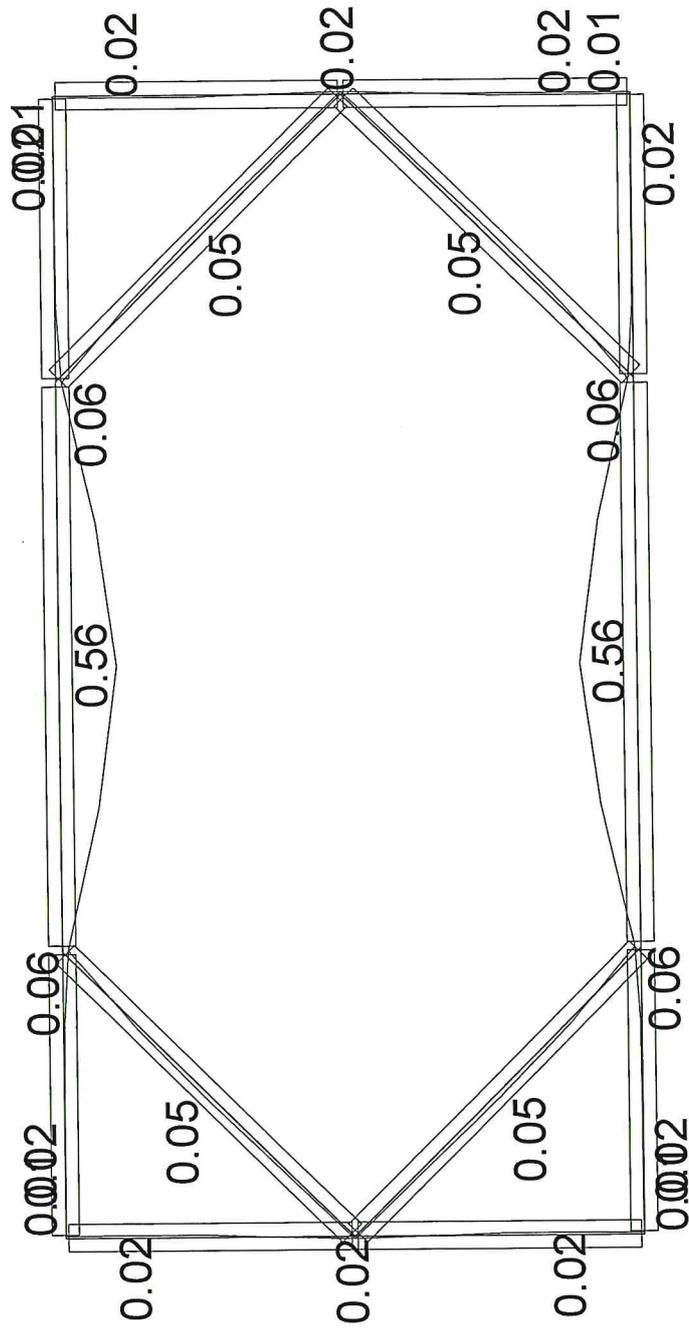
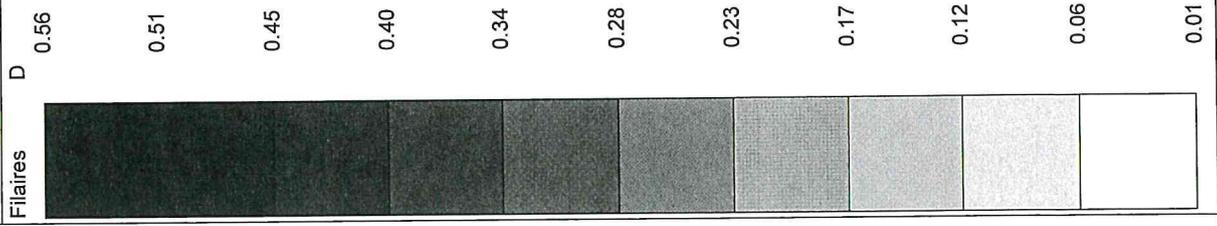
Filaires	Mz	Efforts (T*m) Cas n°1
	2.41	
	2.05	
	1.69	
	1.34	
	0.98	
	0.62	
	0.27	
	-0.09	
	-0.45	
	-0.80	
	-1.16	



(M)

- Date - Fichier: Modele02 -

Déplacements (cm)
Cas n°1

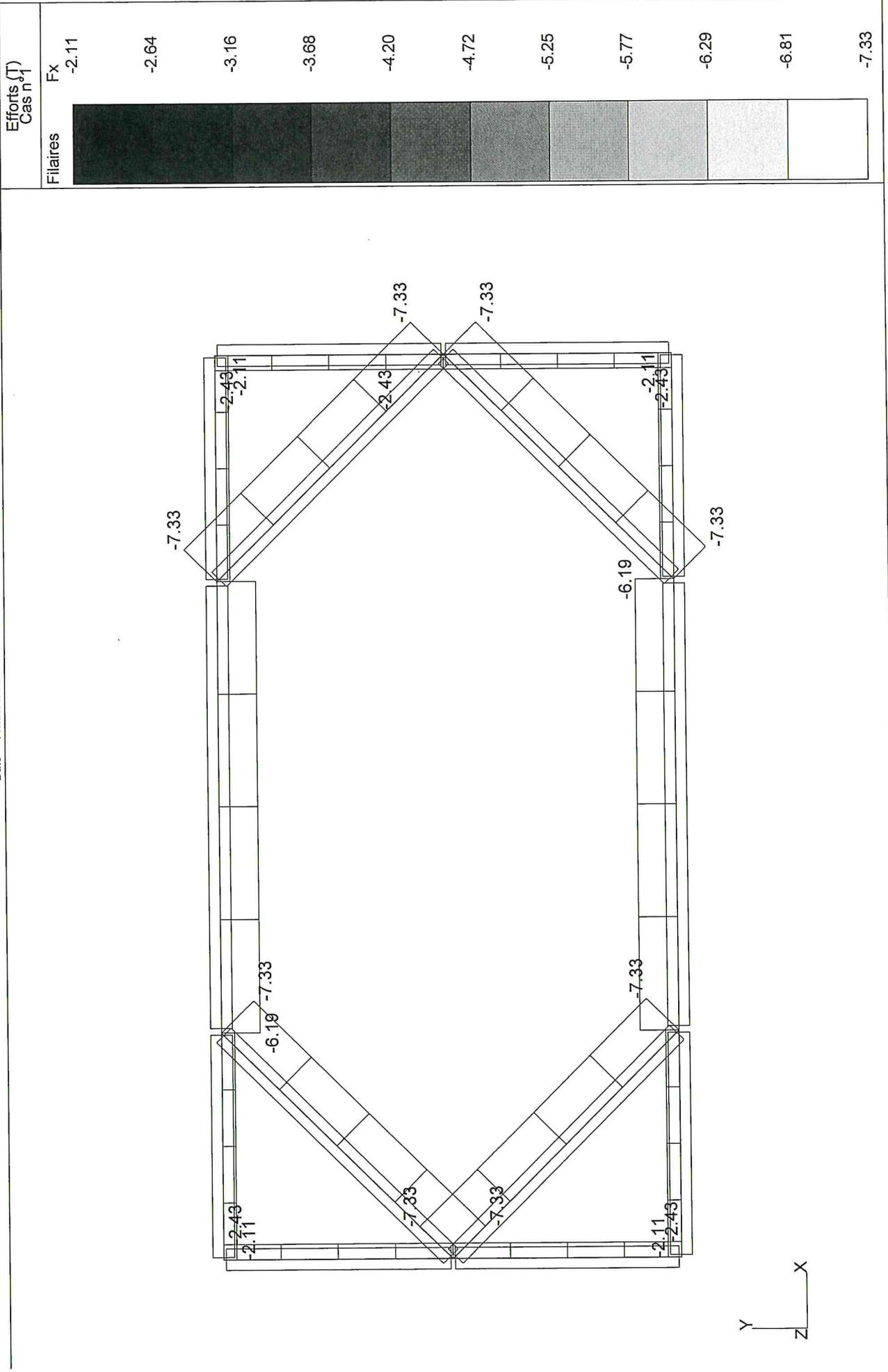


12

RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI
PALANCOLE/PILE **SFORZI NORMALI PUNTONI**

Ech=1/46

- Date - Fichier Modele02 -



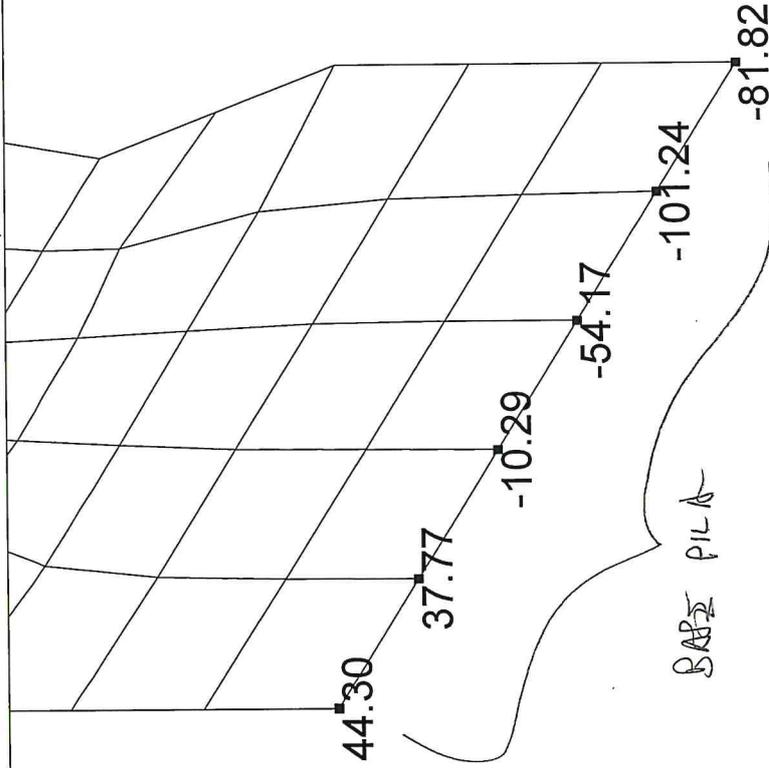
RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/28

REAZIONI SUI PALI SISMA X (FRA3V)

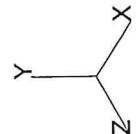
VERTICALE

- Date - Fichier bitravec-pile -



Appuis	FY
	44.59
	29.55
	14.50
	-0.54
	-15.58
	-30.62
	-45.66
	-60.70
	-75.74
	-90.78
	-105.82

Efforts (T)
Cas n°13



RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/24

REAZIONI SUI PALI SISMA X

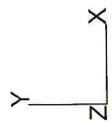
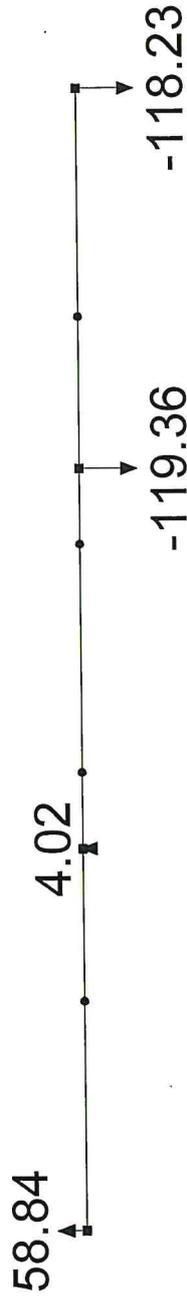
RIPARTIZIONE SUI PALI

- Date - Fichier PILASX -

Efforts (T)
Cas n°1

Appuis	FY
	58.84
	41.02
	23.20
	5.38
	-12.44
	-30.26
	-48.08
	-65.90
	-83.72
	-101.54
	-119.36

Sono Transversale



SPALLE PASSERELLA

CONDIZIONI DI CARICO [t, tm]

CONDIZIONI A1	M1 = 10.60	H1 = 6.40	V1 = 0.00	
CONDIZIONI A2	M2 = 13.50	H2 = 8.20	V2 = 0.00	
INCREMENTO SISMICO	Ms = 2.85	Hs = 1.32	Vs = 0.57	Kh = .047
CONDIZIONI SISMICHE	Md = 13.45	Hd = 7.72	Vd = 0.57	
CONDIZIONI A1x1.3	Mg = 13.78	Hg = 8.32	Vg = 0.00	
REAZIONI SULLA SPALLA		Qmax = 22.00	Qmin = 15.00	

GEOMETRIA

ALTEZZA FUSTO m. 4.9
 SPESSORE IN TESTA m. .5
 SPESSORE AL PIEDE m. .5
 LUNGHEZZA SCARPA A VALLE m. .65
 LUNGHEZZA SCARPA A MONTE m. .65
 SPESSORE FONDAZIONE m. .7

CONDIZIONI DI CALCOLO

MOMENTO 13.78 tm
 RISULTANTE ORIZZONTALE 8.32 t
 RISULTANTE VERTICALE 0 t
 MODULO REAZIONE ORIZ. 5 kg/cm³
 PRESSIONE LIMITE 8 kg/cm²
 PESO TERRENO 2 t/m³ - $\phi = 35^\circ$

PALI

[STR-SLU]

REAZIONE max = 41.4 t.
 REAZIONE min = 3.4 t.
 TUBO ϕ 88.9 x 10 - Rd = 2238 kg/cm²
 INTERASSE 1.3 m - σ_{max} = 1671 kg/cm²
 INCLINAZIONE PALO A VALLE 4°

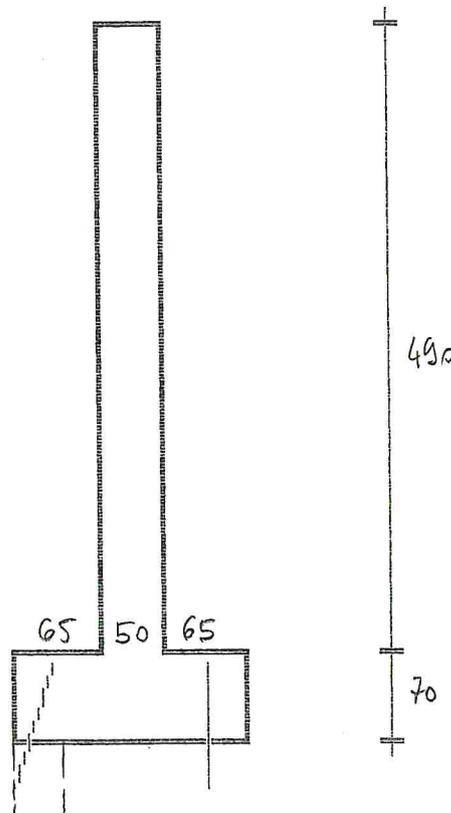
FONDAZIONE [SLU]

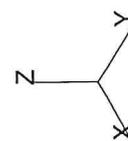
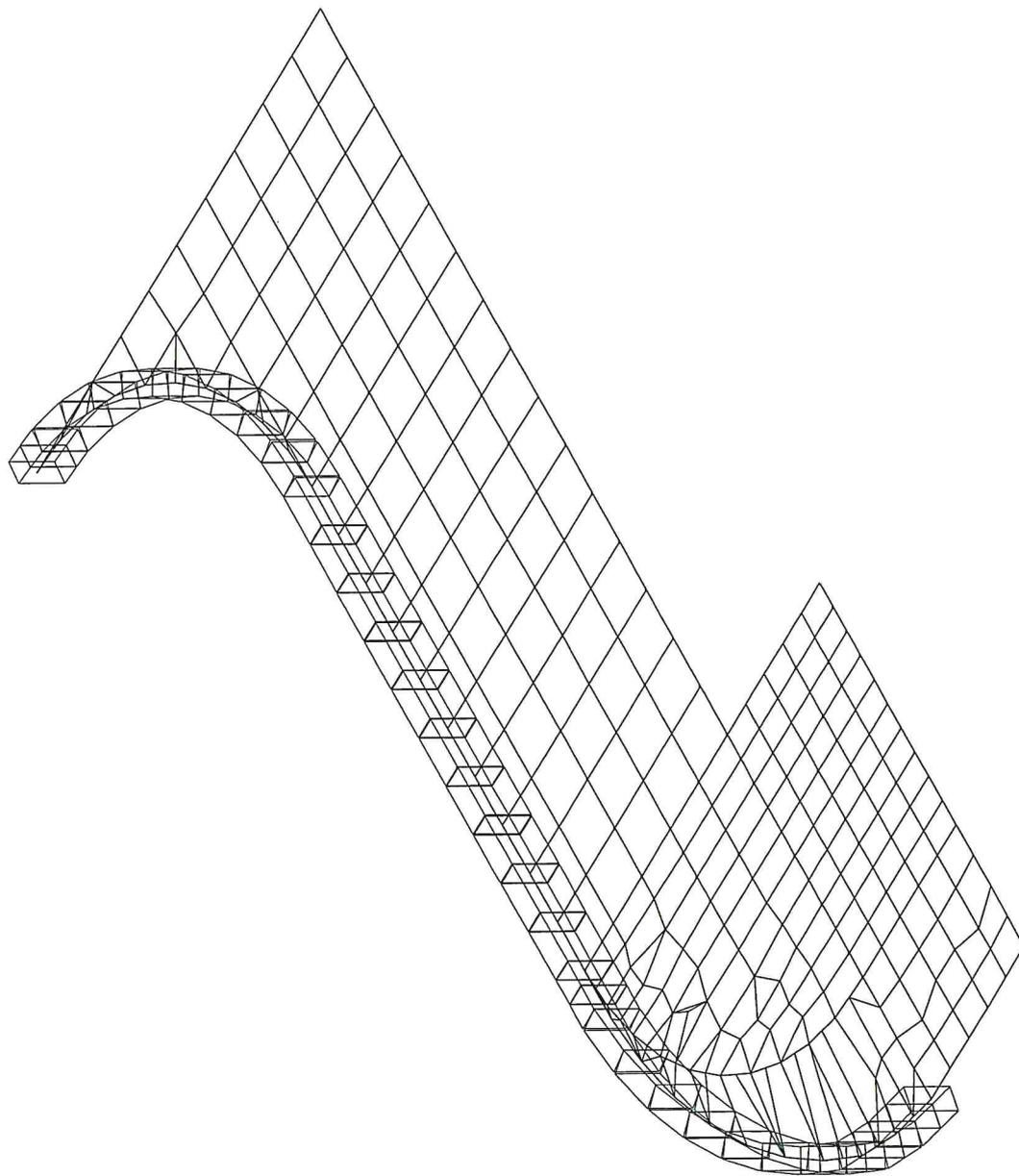
MOMENTO TRASVERSALE 24.85 tm.
 ARMATURA TRASV. 15.8 cm²/PALO
 $\sigma_b = 51.5$ kg/cm²
 $\tau_b = 5.3$ kg/cm²
 ARMATURA LONGIT. 2.05 cm²/PALO

VERIFICA FUSTO

fyd = 3913 [kg/cm²]

QUOTA (m)	MOMENTO (tm)	SPESSORE (cm)	ARMATURA (cm ²)	TENSIONE (kg/cm ²)
4.90	8.0	50.0	4.78	47.0
3.90	4.0	50.0	2.41	32.1
2.90	1.7	50.0	0.99	19.8
1.90	0.5	50.0	0.28	10.2





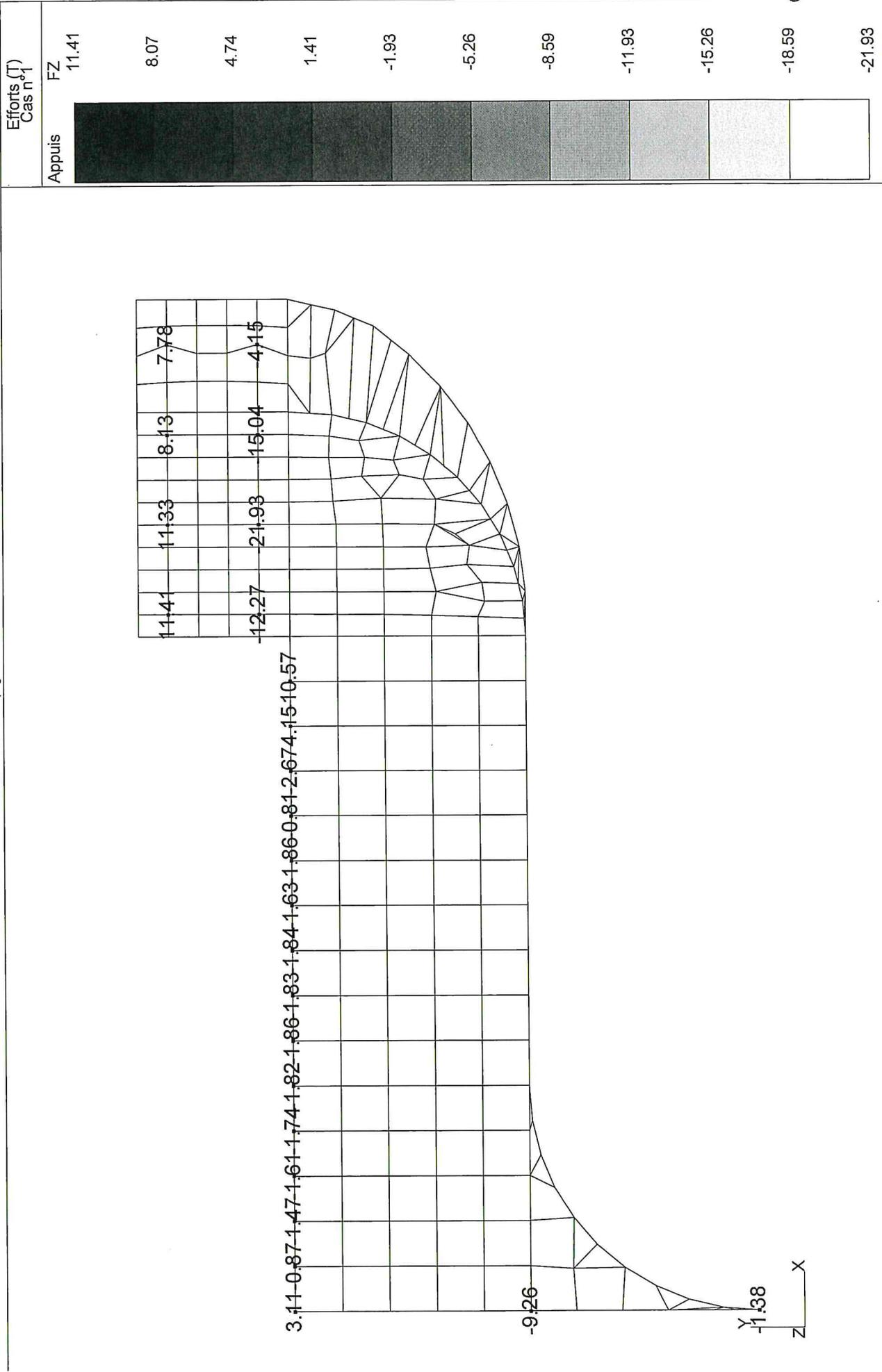
RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/70

RAMPA LATO GIARDINI

REAZIONI SU MICROPALI E TERRENO

- Date - Fichier rampagiardini1def -



Déplacements (cm)
Cas n°1

Surfaciques D

1.02

0.92

0.81

0.71

0.61

0.51

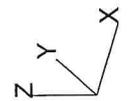
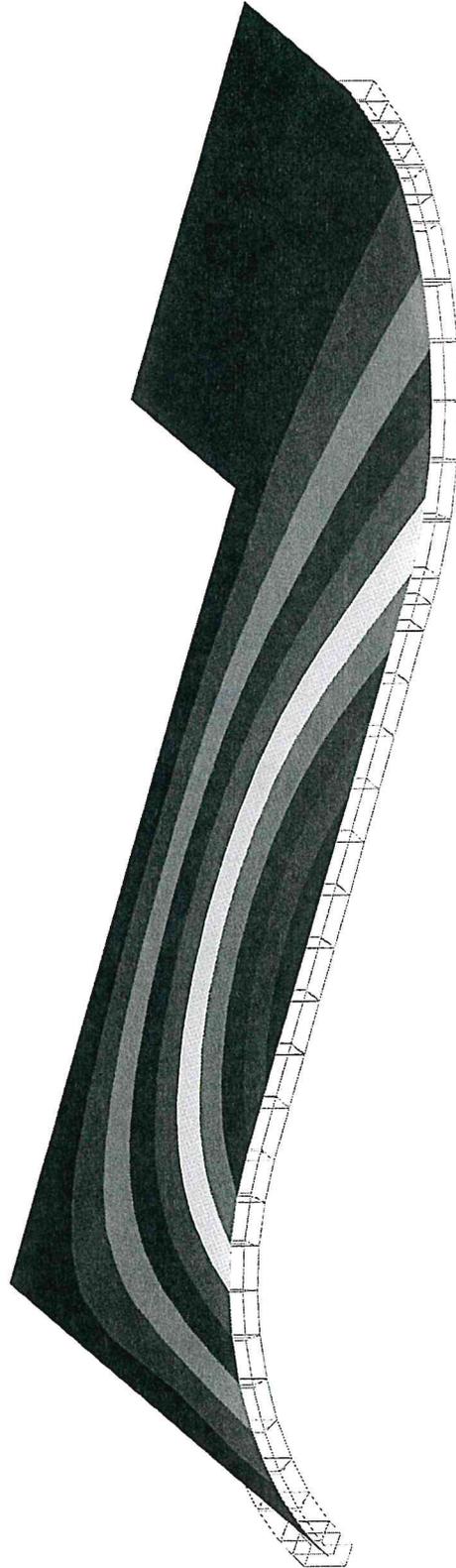
0.41

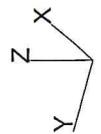
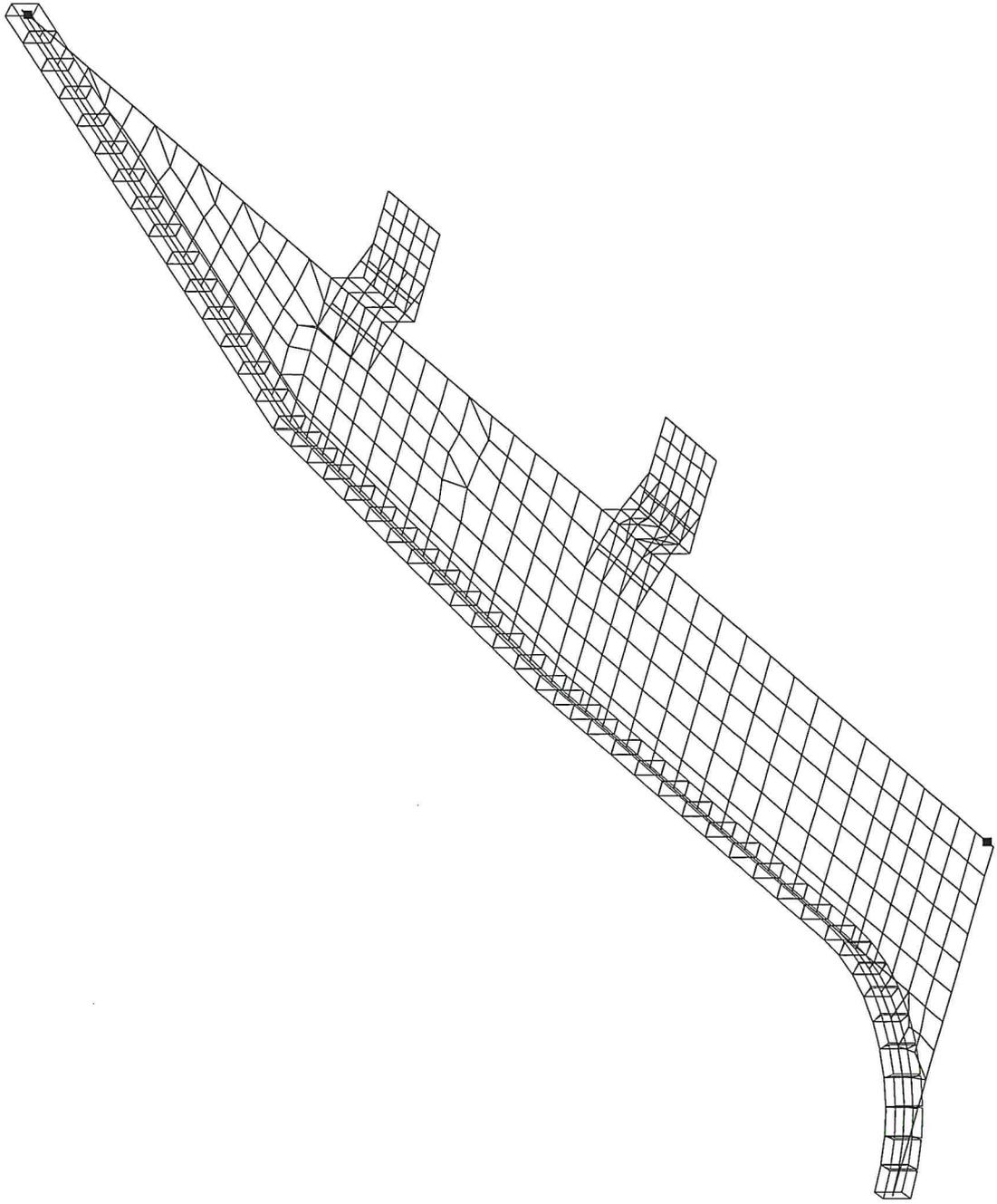
0.31

0.20

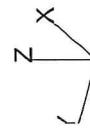
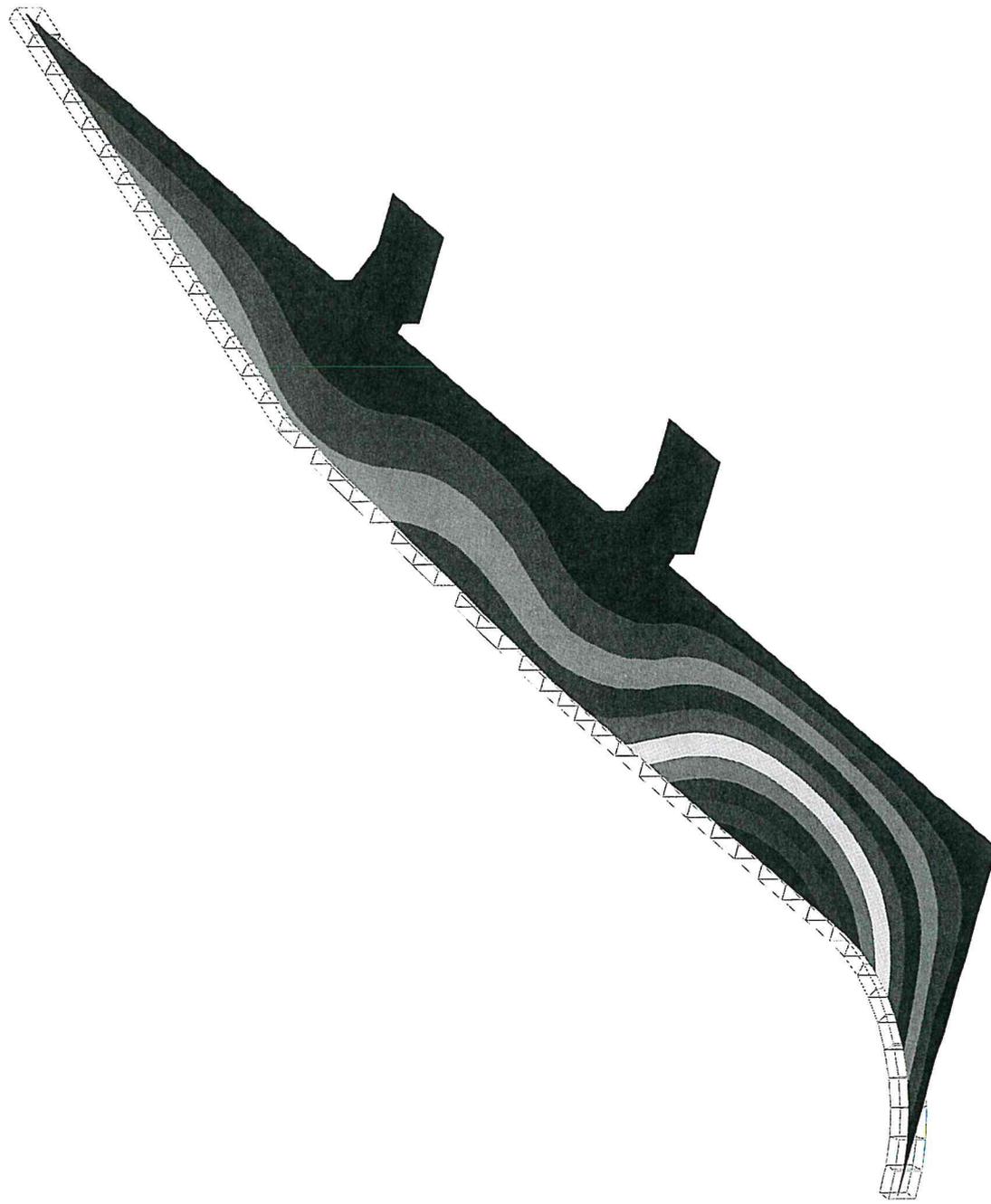
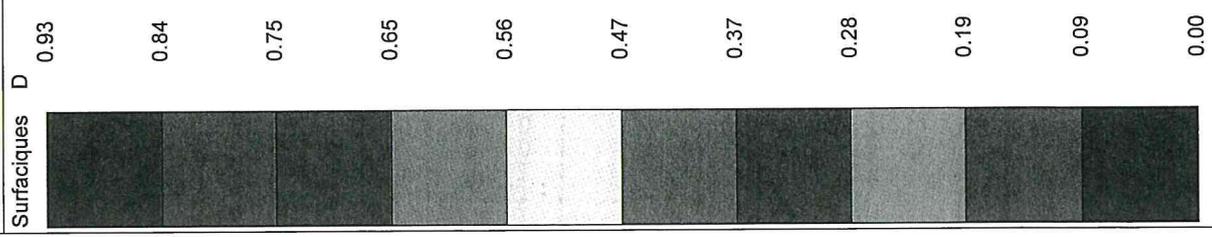
0.10

0.00





Déplacements (cm)
Cas n°1



RICOSTRUZIONE PASSERELLA SQUARCIAFICHI

Ech=1/27

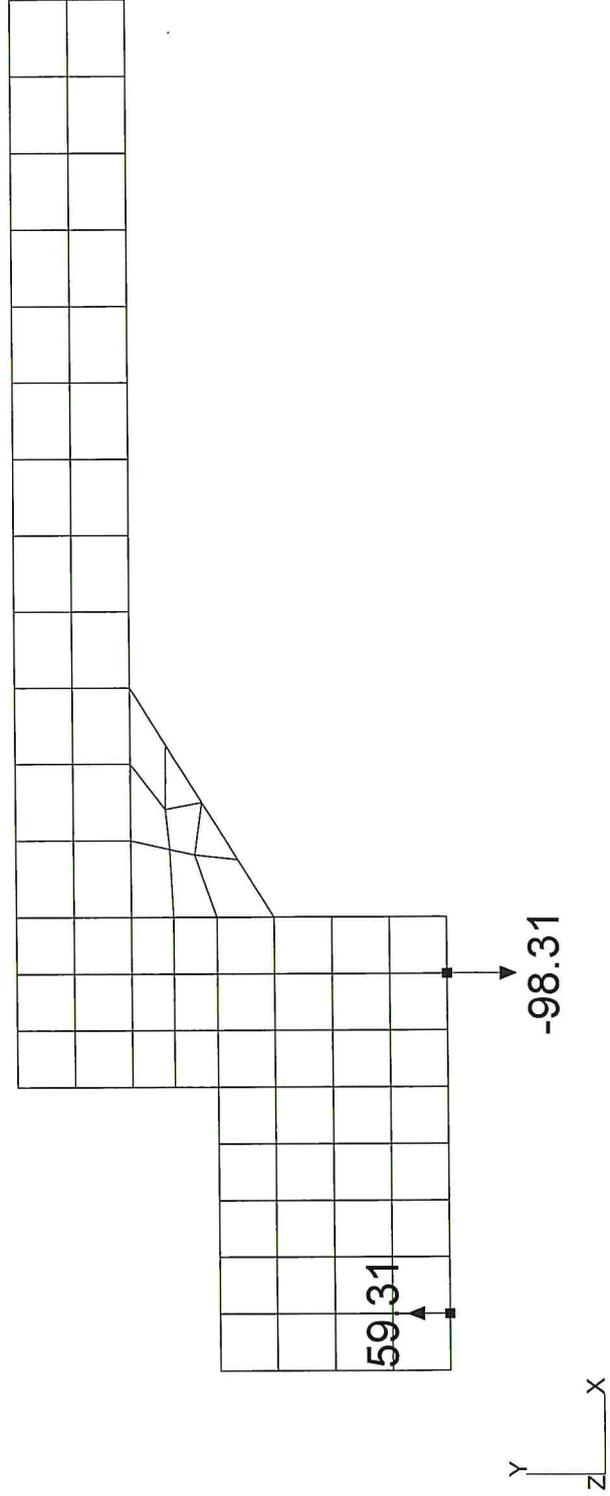
MENSOLE SOTTO RAMPA CICLABILE

REAZIONI SU MICROPALI

- Date - Fichier rampamarinade12d -

Efforts (T)
Cas n°1

Appuis	FY
	59.31
	43.55
	27.79
	12.02
	-3.74
	-19.50
	-35.26
	-51.02
	-66.79
	-82.55
	-98.31



GEOMETRIA

ALTEZZA FUSTO m. 4.2
 SPESSORE TESTA m. .5
 SPESSORE PIEDE m. .6
 LUNGHEZZA FONDAZ. VALLE m. 1
 LUNGHEZZA FONDAZ. A MONTE m. .65
 SPESSORE FONDAZIONE INC.FUSTO m. .6
 SPESSORE FONDAZ. A VALLE m. .6
 SPESSORE FONDAZ. A MONTE m. .6

VERIFICHE M2

RIBALTAMENTO : $k_s = 1.46$
 SLITTAMENTO : $n_s = 1.02$
 $\sigma_t \text{ max} : 1.64 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ min} : 0.00 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ equivalente} 1.23 \text{ kg/cmq}$
 MOMENTO RIBALTANTE : 13.5 tm
 SPINTA VERTICALE : 0 t
 SPINTA ORIZZONTALE : 8.20 t

VERIFICHE M1/SISMA ORIZZONTALE

MOMENTO RIBALTANTE: 11.50 tm
 SPINTA VERTICALE: 3 t
 SPINTA ORIZZONTALE: 7.00 t
 FORZA SISMICA SUL MURO : 0.70 t
 MOMENTO SISMICO SUL MURO : 1.43 tm

RIBALTAMENTO : $k_d = 1.90$
 SLITTAMENTO : $n_d = 2.23$
 $\sigma_t \text{ max} : 1.84 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ min} : 0.00 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ equivalente} 1.38 \text{ kg/cmq}$

VERIFICHE M1/SISMA VERTICALE MAX

MOMENTO RIBALTANTE: 13.03 tm
 SPINTA VERTICALE: 0 t
 SPINTA ORIZZONTALE: 8.20 t
 RISULTANTE VERTICALE :15.29 t
 MOMENTO STABILIZZANTE :24.56 tm

RIBALTAMENTO : $k_d = 1.88$
 SLITTAMENTO : $n_d = 1.78$
 $\sigma_t \text{ max} : 2.32 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ min} : 0.00 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ equivalente} 1.74 \text{ kg/cmq}$

VERIFICHE M1/SISMA VERTICALE MIN

MOMENTO RIBALTANTE: 13.97 tm
 SPINTA VERTICALE: 0 t
 SPINTA ORIZZONTALE: 8.20 t
 RISULTANTE VERTICALE :14.58 t
 MOMENTO STABILIZZANTE :24.56 tm

RIBALTAMENTO : $k_d = 1.76$
 SLITTAMENTO : $n_d = 1.70$
 $\sigma_t \text{ max} : 2.45 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ min} : 0.00 \text{ kg/cmq}$
 $\sigma_t \text{ equivalente} 1.84 \text{ kg/cmq}$

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

ANGOLO ATTRITO TERRENO 35 °
 COESIONE DRENATA C' 0 t/mq
 CARICO LIMITE M2: 1.30 kg/cmq
 CARICO LIMITE M1:13.04 kg/cmq

PESO TERRENO : 2 t/m³
 APPROFONDIMENTO FONDAZIONE m. 1
 SICUREZZA SCHIACCIAM. vs: 1.06
 SICUREZZA SCHIACCIAM. vd: 9.42

PARAMETRI DI CALCOLO SISMICO

S = 1.5 $a_g = .131$ $K_h = .04716$ $K_v = .02358$ $B_m = .24$

ARMATURA FUSTO

$f_{yd} = 3913 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

ALTEZZA (m)	MOMENTO (tm)	SPESSORE (cm)	ARMATURA (cmq)	TENSIONE CLS (kg/cmq)
4.2	11.11	60.00	5.86	44.91
3.2	5.16	57.62	2.84	30.66
2.2	1.57	55.24	0.90	16.95
1.2	0.28	52.86	0.17	7.20

VERIFICA FONDAZIONE A MONTE

MOMENTO = 2.11 tm ARMATURA SUP = 1.05 cmq TENS.CLS.= 18.33 kg/cmq