

COMUNE DI PORTOGRUARO

PROVINCIA DI VENEZIA

ACCORDO PUBBLICO-PRIVATO
EX BARCHESSA - P.U.A n. 5

PROGETTO

RELAZIONE ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SUI MATERIALI

COSTRUZIONE NUOVA PASSERELLA CICLO-PEDONALE
SUL FIUME LEMENE IN VIA BON

COMMITTENTE: Societa' OLIMPIA srl
Portogruaro (VE) via Veneto n. 1
c.f.: 02866540277

DIC 2013

PROGETTO:
STUDIO architetti COSTA & MAITAN
Portogruaro - via Versiola 16/1 tel 0421 280 662



ALL **A4**

Questo disegno è di nostra esclusiva proprietà a termini di legge - è vietata la riproduzione non autorizzata o la concessione a terzi

SCALE FILE ARCHITETTICO
Z:\Architettura generale progetti\urbanistica barchessa San Giovanni\17 Accordo Pubblico-Privato - Consegna giu 2014\Inserzioni\Leg5
DATA AUTORE DEL DISEGNO: 24-mar-14S

NORD EST PROGETTI S.r.l.

San Dona' di Piave (VE), Galleria Leon Bianco n. 14/C
tel. 0421/330350 - fax 0421/330661 - e.mail nepsrl@nepsrl.com

committente

OLIMPIA S.r.l.

Via Veneto n.1 – Portogruaro (VE)
C.F. 02866540277

comune di

PORTOGRUARO (VE)

progetto

**COSTRUZIONE NUOVA PASSERELLA
SUL FIUME LEMENE IN VIA BON**

PROGETTO DEFINITIVO

oggetto

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SUI MATERIALI**

progettista architettonico

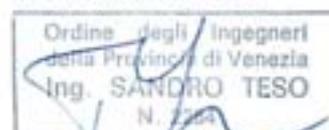
STUDIO ARCH. COSTA & MAITAN

progettista delle strutture

ING. SANDRO TESO

data

OTTOBRE 2013



SOMMARIO

DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO	3
QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	4
CRITERI DI VERIFICA.....	5
METODO DI CALCOLO.....	5
TIPO DI ANALISI.....	5
CODICI DI CALCOLO.....	6
CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI	7
CALCESTRUZZO	7
ACCIAIO PER ARMATURA.....	8
ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	9
DURABILITÀ.....	11
COEFFICIENTI SISMICI.....	12
LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA	12
CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA	12
CATEGORIA DEL SUOLO.....	12
ANALISI DEI CARICHI.....	13
CARICHI PERMANENTI	13
SOVRACCARICO ACCIDENTALE	13
AZIONE SISMICA.....	14
STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO.....	14
PERICOLOSITÀ SISMICA.....	14
COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO.....	16
TERRENO DI FONDAZIONE	18
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	18
MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	19
VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	20
VERIFICA A TAGLIO	20
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE	22
VERIFICA FRECCIA IN MEZZERIA	25
VERIFICA LAMIERA GRECATÀ.....	27
VERIFICA SPALLE.....	29
VERIFICA PALI.....	35

DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

La presente relazione riguarda il calcolo delle strutture di una passerella pedonale sul fiume Lemene in via Bon a Portogruaro (VE).

Per l'opera in oggetto è prevista:

- una campata unica con luce netta tra le spalle pari a circa 20,00 m;
- larghezza utile dell'impalcato per il passaggio di 2,50 metri.

La soluzione strutturale proposta consiste nella realizzazione di 2 travi in acciaio mediante profili tipo HEB 550, posti ad interasse pari a 2,00m. Fra queste due travi, in direzione ad esse ortogonale, è prevista la posa di una lamiera grecata (tipo A 75/P 570 HI-BOND di spessore 1,2mm) con soletta in c.a. di spessore 15cm, collaborante e connessa alle travi principali in acciaio sulle quali vengono predisposti connettori tipo "Nelson" saldati.

Alle due estremità e in posizioni intermedie delle travi sono previsti 6 traversi, realizzati con profili in acciaio HEA160, in modo da dividere la luce totale delle due travi principali in cinque campi.

Date le ridotte dimensioni dell'opera, si prevede di realizzare entrambi gli appoggi sulle spalle mediante cuscinetti in neoprene armato.

Ciascuna spalla di sostegno dell'opera sarà costituita da:

- un muretto paraghiaia di spessore 25cm e altezza 55cm;
- un muro in calcestruzzo armato di spessore 80cm e altezza 150cm, fondato su una suola di spessore 70 cm e larghezza 180cm alla quale saranno intestati 6 micropali di diametro reso $\varnothing 250\text{mm}$ e lunghezza pari a 11,00m; l'armatura dei micropali è costituita da un tubo in acciaio S355 diametro esterno $\varnothing 159\text{mm}$ e spessore 10mm.

QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

L. 05.11.1971, n. 1086 (G.U. 21.12.1971, n. 321) - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e precompresso ed a struttura metallica";

L. 02.02.1974, n. 64 (G.U. 21.03.1974, n. 76) - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

D.Min. Infrastrutture e Trasporti 14.01.2008 - "Norme Tecniche per le costruzioni";

Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti 02.02.2009, n. 617 - "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti 05.08.2009, n. 248 - "Cessazione del regime transitorio";

UNI EN 206-1:2006 – "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità";

UNI 11105:2004 – "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

CRITERI DI VERIFICA

METODO DI CALCOLO

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte secondo il *metodo semiprobabilistico agli stati limite*, in accordo con il D.M. 14/01/2008.

Al momento dell'emissione del presente progetto le norme vigenti sono:

- **D.M. 14.01.2008** del Ministro delle Infrastrutture "Norme Tecniche per le costruzioni".
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27).

TIPO DI ANALISI

Ai sensi e per gli effetti della classificazione sismica contenuta nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 il comune di PORTOGRUARO si trova in **zona 3**.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo sismica dinamica modale considerando la struttura (secondo quanto indicato al § 7.5 del D.M. 14/01/2008) "non dissipativa"; questo comporta l'assunzione di un coefficiente di struttura pari a **q = 1** sia in direzione X che in direzione Y.

CODICI DI CALCOLO

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi:

- SismiCAD, prodotto da CONCRETE s.r.l., ver. 12.1, n.licenza 7102097;
- VCA SLU (Verifica a Presso-flessione), sviluppato dal Prof. Piero Gelfi, ver. 7.5;
- DATABASE PROFILATI, sviluppato dal prof. Gelfi, ver. 7.7;
- VERIFICA MURO DI SOSTEGNO/SPALLA, sviluppato dal prof. Gelfi, ver. 2.4;
- BULKCAD, prodotto da CONCRETE s.r.l., ver. 5.20.

È stata esaminata preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

I programmi vengono usati in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

La valutazione dell'attendibilità dei software ha compreso, inoltre, il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e teorici, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari al piede della struttura diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti, sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

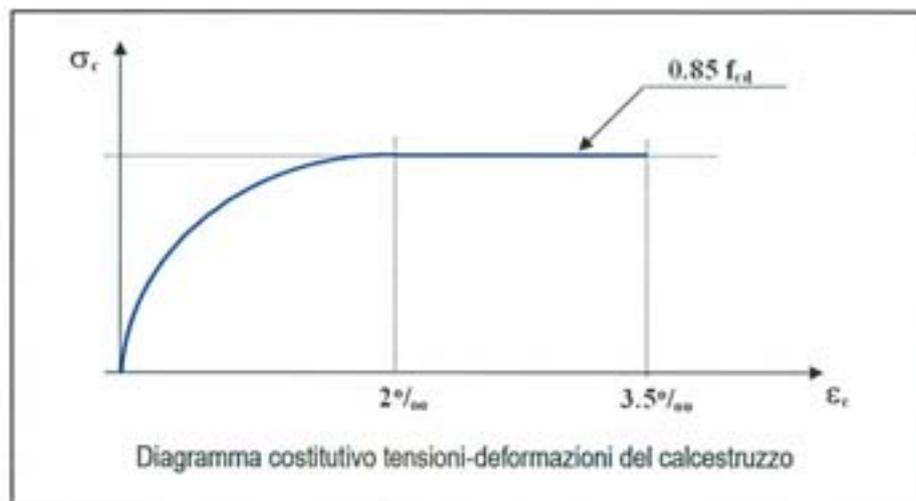
CALCESTRUZZO

CALCESTRUZZO CLASSE C28/35 - fondazioni, spalle e muri

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 1,98 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,20 \cdot f_{ctm} = 3,39 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,30} = 32575 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,32 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16,43 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 19,33 \text{ N/mm}^2$

CALCESTRUZZO CLASSE C32/40 - impalcato

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,09 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 2,16 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,20 \cdot f_{ctm} = 3,71 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,30} = 33594 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,44 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,70 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 22 \text{ N/mm}^2$



ACCIAIO PER ARMATURA

ACCIAIO TIPO B450C

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

resistenza di calcolo

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

allungamento totale al carico massimo di rottura

$$\geq 7,5\%$$

rapporto f_{tk} / f_{yk}

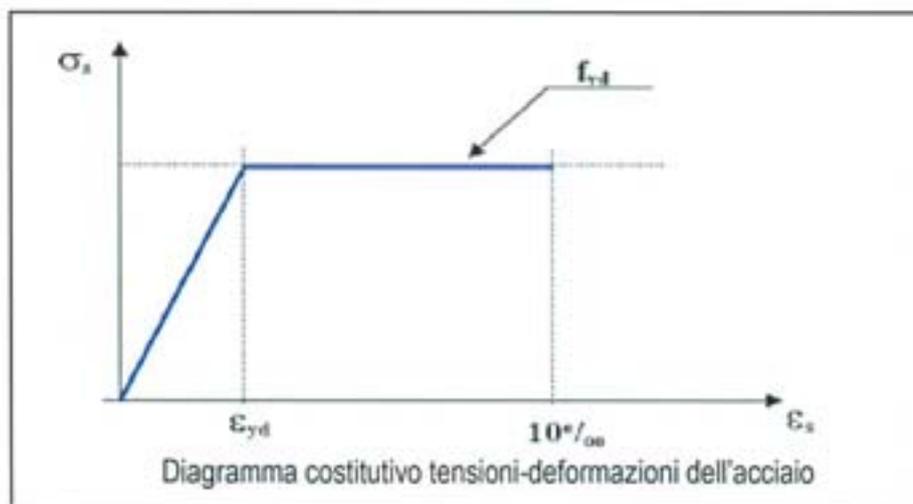
$$1,1 \leq f_{tk} / f_{yk} \leq 1,37$$

rapporto $f_{yk} / f_{y \text{ nom } k}$

$$\leq 1,25$$

di diametro del mandrino

$$4\emptyset$$



ACCIAIO PER CARPENTERIALaminati a caldo con profili a sezione aperta

NORMA E QUALITA' DEGLI ACCIAI		SPESSORE NOMINALE DELL' ELEMENTO			
		t ≤ 40mm		40mm < t ≤ 80mm	
		f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
	UNI EN 10025 - 2				
	S 235	235	360	215	360
X	S 275	275	430	255	410
	S 355	355	510	335	470

Laminati a caldo con profili a sezione cava

NORMA E QUALITA' DEGLI ACCIAI		SPESSORE NOMINALE DELL' ELEMENTO			
		t ≤ 40mm		40mm < t ≤ 80mm	
		f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
	UNI EN 10210 - 1				
	S 235	235	360	215	340
X	S 275	275	430	255	410
	S 355	355	510	335	490

dove: f_{yk} tensione caratteristica di snervamento
f_{tk} tensione caratteristica di rottura

Caratteristiche meccaniche

E = 210.000 N/mm²

G = E/[2(1+ν)] = 800.100 daN/cm²

ν = 0,3

α = 1,2 * 10⁻⁶ °C⁻¹

ρ = 7850 daN/cm²

modulo elastico

modulo di elasticità trasversale

coefficiente di Poisson

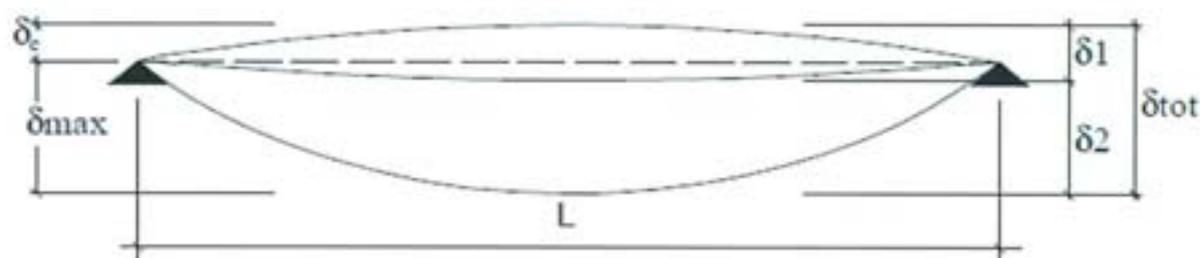
coefficiente di espansione lineare termica

densità

Deformazioni ammissibili

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento in acciaio è definito come:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$



essendo:

- δ_c monta iniziale;
- δ_1 spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;
- δ_2 spostamento elastico dovuto ai carichi variabili;
- δ_{max} spostamento nello stato finale, depurato dalla monta iniziale.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espresse in funzione della luce L dell'elemento e devono essere contenuti entro i limiti di seguito riportati (tab. 4.2.X del DM 14/01/2008):

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

DURABILITÀ

Particolare cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera; si dovranno, inoltre, utilizzare tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Per le strutture in c.a., il copriferro minimo da adottare in funzione delle esigenze di protezione dell'armatura e per garantire la corretta trasmissione delle forze di aderenza è stato determinato in base alle prescrizioni delle NTC 14.01.2008 e dell'Eurocodice 2.

- ***per strutture di fondazione***

Classe di esposizione XC2

$A/C_{max} = 0,50$

Minimo contenuto di cemento = 300 Kg/m³

- ***per spalle, muri e impalcato***

Classe di esposizione XF4+XS1

$A/C_{max} = 0,45$

Minimo contenuto di cemento = 360 Kg/m³

COEFFICIENTI SISMICI

LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è situata nel Comune di Portogruaro (VE), in Via Bon.

Di seguito si riportano le coordinate del sito in esame utilizzate per il calcolo dei parametri sismici:

- latitudine 45,7802°
- longitudine 12,8376°

CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

Il DM 14/01/2008 ha introdotto una classificazione sismica sulla base di un reticolo di riferimento da cui possono essere dedotti i dati per generare gli spettri di risposta. L'opera, secondo quanto previsto nel punto 2.4 della Nuova Norma Tecnica, risulta essere classificata come di seguito riportato.

TIPO DI COSTRUZIONE → **2** : Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;

VITA UTILE DELLA STRUTTURA → $V_N \geq 50$ anni;

CLASSE D'USO → **II** : Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;

COEFFICIENTE C_U → 1,00;

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA → $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,00 = 50$ anni.

CATEGORIA DEL SUOLO

Secondo la classificazione prevista dal DM 14/01/2008, § 3.2.2, il suolo di fondazione su cui si erigerà l'opera in oggetto è di **CATEGORIA D** ("Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)").

La CATEGORIA TOPOGRAFICA (in base alla tabella 3.2.IV del DM 14/01/2008) è **T1**, cioè "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ".

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI

PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO DA CARPENTERIA

Il peso proprio delle strutture è valutato automaticamente dal programma di calcolo, assumendo il peso specifico dell'acciaio pari a 7850 kg/m^3 .

PESO DELL'IMPALCATO

Il peso proprio della lamiera grecata tipo A 75/P 570 HI-BOND (spessore 1,2 mm) è pari a $16,50 \text{ daN/m}^2$, mentre il peso della soletta (spessore 15 cm) è pari a 250 kg/m^2 . Il peso proprio quindi dell'impalcato realizzato in lamiera grecata e getto in c.a. è di 267 kg/m^2 .

CARICHI PERMANENTI PORTATI

Il carico permanente portato dalla struttura è costituito dalla pavimentazione in c.a. (spessore 10cm) ed è assunto pari a 250 kg/m^2 .

PESO DEL TERRENO

Il peso specifico del terreno è assunto pari a 1850 kg/m^3 .

SOVRACCARICO ACCIDENTALE

CARICO VERTICALE DA TRAFFICO

Il viadotto in esame è un ponte classificato, secondo la vigente normativa, in terza categoria. Il carico dovuto al traffico sull'impalcato è il seguente:

- schema di carico 5: costituito dalla folla compatta agente con intensità nominale di 5 kN/m^2 comprensivo degli effetti dinamici.



Schema di carico 5

AZIONE SISMICA

STATI LIMITE E PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Al §3.2.1 della normativa vengono definiti due stati limite di esercizio e due stati limite ultimi per quanto riguarda la combinazione sismica.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

PERICOLOSITÀ SISMICA

La **pericolosità sismica** è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} , come definite nella tabella seguente, nel periodo di riferimento V_R considerato.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di ritorno P_{V_R} , a partire dai valori dei parametri relativi al sito di riferimento.

Nel caso in oggetto, essendo:

- latitudine 45,7802°
- longitudine 12,8376°
- classe d'uso II
- vita nominale ≥ 50 anni
- coefficiente d'uso 1,00
- periodo di riferimento 50 anni

si hanno i seguenti parametri di pericolosità del sito:

STATO LMITE	P_{V_R} [%]	T_r [anni]	A_g / g	F_0	T_c^* [sec]
SLO	81	30	0,0333	2,586	0,221
SLD	63	50	0,0405	2,616	0,261
SLV	10	475	0,1024	2,576	0,371
SLC	5	975	0,1318	2,581	0,402

dove: T_r : periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento P_W nel periodo V_R ;

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA), impiegata generalmente per gli stati limite di esercizio irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE FREQUENTE, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE, impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE SISMICA

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove :	G_1	→	carichi permanenti
	G_2	→	carichi permanenti portati
	Q_{kj}	→	carichi variabili
	P	→	precompressione
	E	→	azione sismica
	ψ_{ij}	→	coefficienti di combinazione
	γ	→	coefficienti parziali di sicurezza.

I coefficienti γ e ψ da utilizzare nelle combinazioni di carico allo stato limite ultimo e agli stati limite di esercizio, sono riportati nelle tabelle seguenti (rispettivamente Tabella 5.1.V e 5.1.VI del DM 14/01/2008).

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qs}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{t1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{t2}, \gamma_{t3}, \gamma_{t4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,50 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_3	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_3	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_1	0,6	0,6	0,5

TERRENO DI FONDAZIONE

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Sulla base delle evidenze dell'indagine geognostica relativa ad un'area nelle immediate vicinanze del luogo oggetto dell'intervento effettuata in data 19/07/2004 dal Dott. Geol. Alessandro Vidali mediante una prova penetrometrica statica (CPT), è possibile schematizzare come segue la successione stratigrafica:

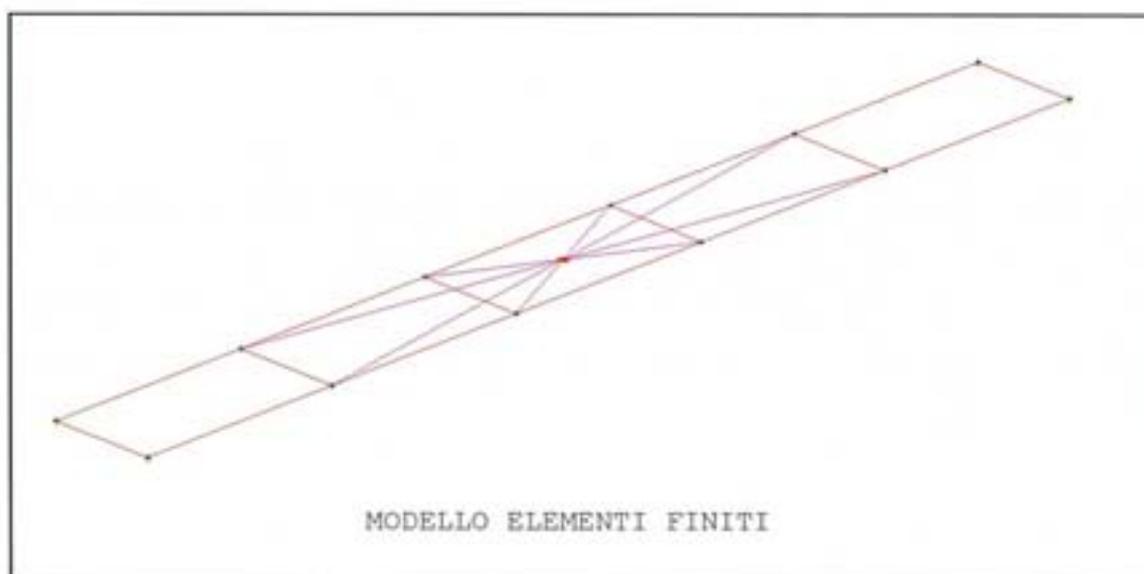
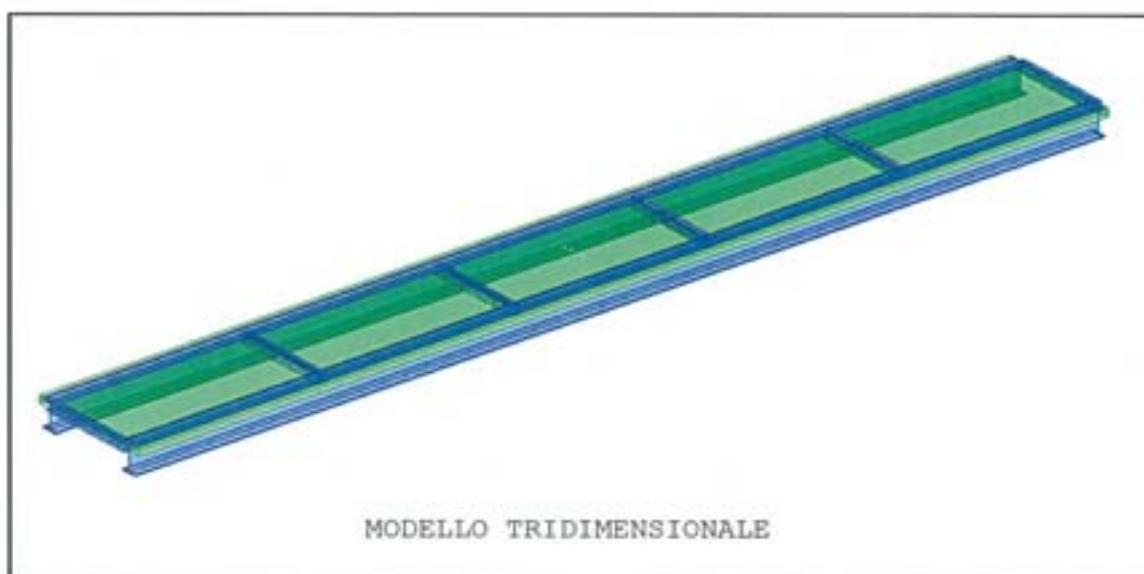
PROFONDITA'			TIPO LITOLOGICO	Rp (kg/cm ²)	Cu (kg/cm ²)	Φ (°)
Da	→	a				
p.c.	→	-1,40	RIPORTO	-	-	-
-1,40	→	-4,60	ARGILLA LIMOSA	6+8	0,3+0,4	-
-4,60	→	-5,40	SABBIA LIMOSA	60	-	30
-5,40	→	-10,40	SABBIA GHIAIOSA	60+80	-	34+35
-10,40	→	-11,00	LIMO ARGILLOSO	15	0,755	-
-11,00	→	-13,00	GHIAIA	200+300	-	40+45

Per una esaustiva comprensione della determinazione delle caratteristiche stratigrafiche e meccaniche dei vari orizzonti del sottosuolo si rimanda alla indagine geognostica a firma del geologo Alessandro Vidali.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito in un modello tridimensionale; tale modello ha consentito di effettuare un'analisi particolarmente reale sia della distribuzione di massa che della effettiva rigidità.

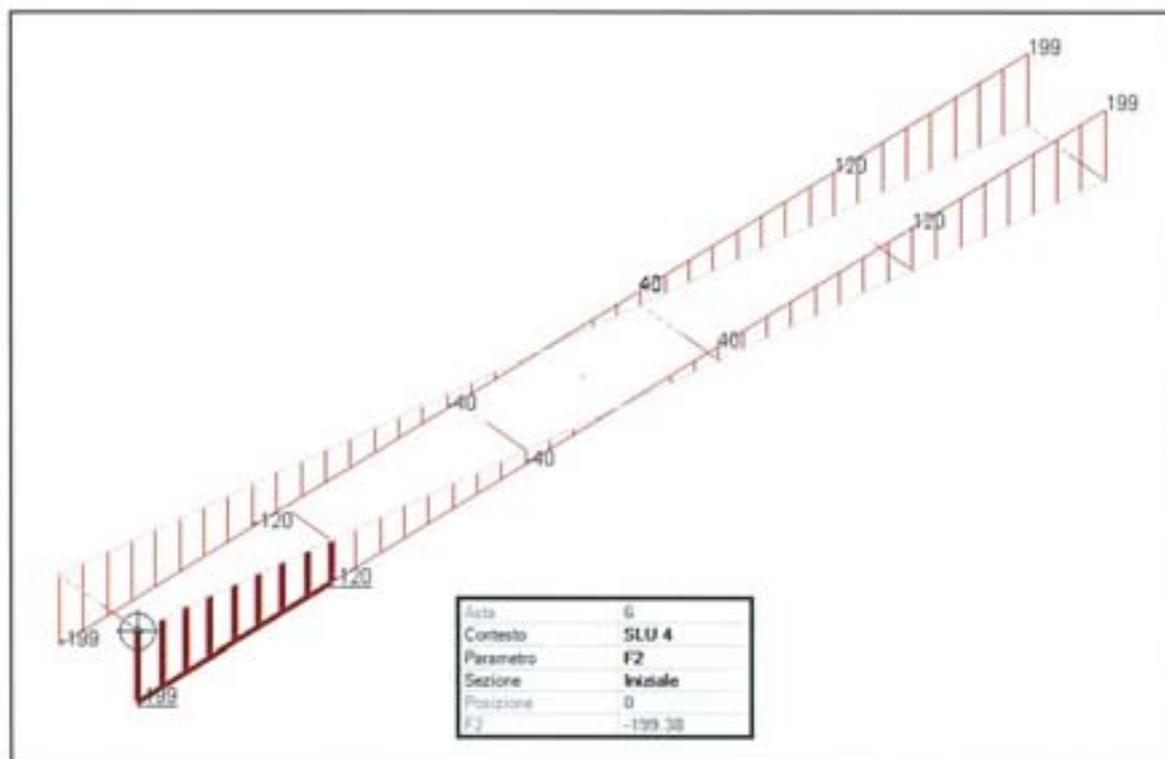
Le figure di seguito riportate illustrano il modello tridimensionale ed il modello ad elementi finiti della struttura.



VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

VERIFICA A TAGLIO

Il valore di taglio massimo agente sui profili in oggetto risulta essere $V_{Ed} = 199,38 \text{ KN}$ (vedi immagine).



Dalla verifica effettuata con il programma di calcolo DATABASE PROFILATI (sviluppato dal prof. Gelfi, ver. 7.7) la resistenza a taglio di un profilo HEB 550 in acciaio S275 è pari a $V_{rd} = 1514 \text{ kN}$.

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Doppio T Laminati - FI per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCl: Normativa: NTC 2

IPE IPN HEAA HL
 HEA IPEA HEX UB
 HEB IPEO HD UC
 HEM IPEX HP W

Ordina per: Wy ly g

Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

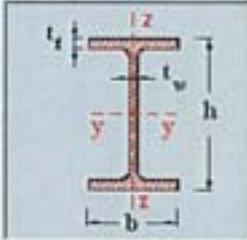
Lunghezze di libera inflessione (m):
 l_{0y} : 18,80 l_{0z} : 3,5

N_{sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	lf (mm)	r1 (mm)	r, ▲
HE 340 B	134,0	340	300	12,00	21,50	27,00	
HE 360 B	142,0	360	300	12,50	22,50	27,00	
HE 400 B	155,0	400	300	13,50	24,00	27,00	
HE 450 B	171,0	450	300	14,00	26,00	27,00	
HE 500 B	187,0	500	300	14,50	28,00	27,00	
HE 550 B	199,0	550	300	15,00	29,00	27,00	
HE 600 B	212,0	600	300	16,00	30,00	27,00	

Plotta



HE 550 B $N_{d9,Pd}$ [kN]: 4.735 $M_{d9,Pd}$ [kNm]: 1.464

$N_{d2,Pd}$ [kN]: 5.693 $M_{d2,Pd}$ [kNm]: 351,2

$V_{d9,Pd}$ [kN]: 1.514 $V_{d2,Pd}$ [kN]: 2.631

g (Kg/m): 199 r_2 (mm): 0

h (mm): 550 A (cm²): 254,1 i_y (cm): 23,2 i_z (cm): 7,17

b (mm): 300 I_y (cm⁴): 136.700 I_z (cm⁴): 13.080 I_T (cm⁴): 600,3

tw (mm): 15 W_y (cm³): 4.971 W_z (cm³): 871,8 I_w (cm⁶): 8.856.000

lf (mm): 29 $W_{pl,y}$ (cm³): 5.591 $W_{pl,z}$ (cm³): 1.341

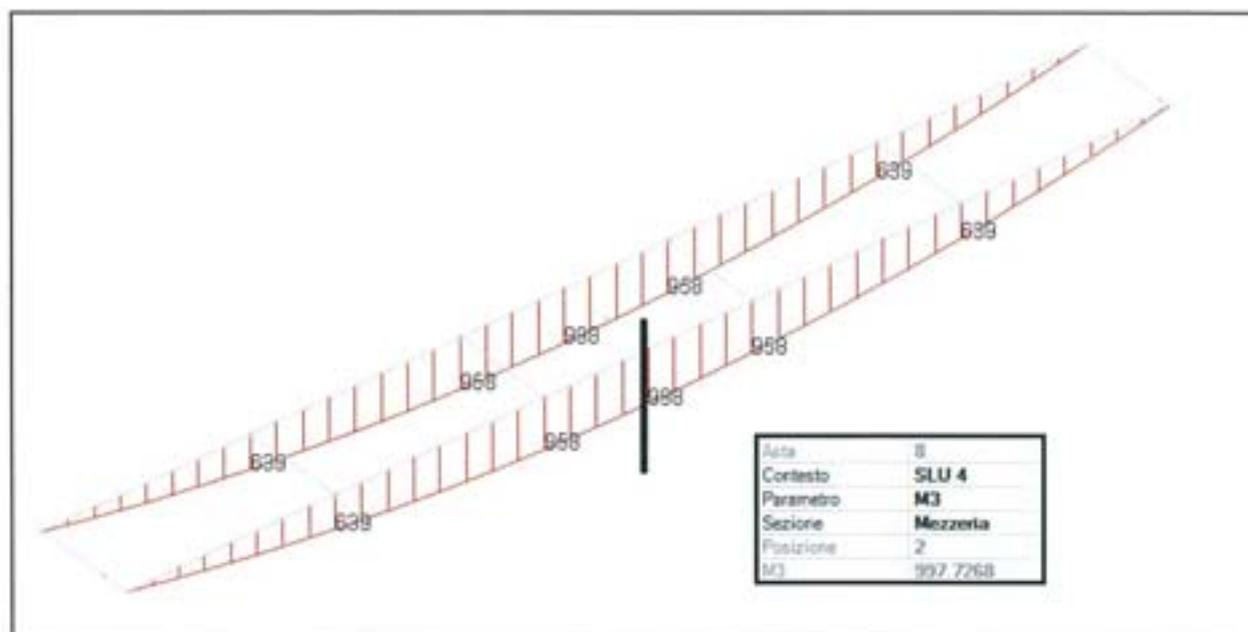
r1 (mm): 27

Classe Sezione:
 Compressione: 1
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche:
 Presso Flessione
 Svergolamento

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Il valore di momento flettente massimo agente sui profili in oggetto risulta essere $M_{Ed} = 997,73 \text{ KNm}$ (vedi immagine).

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

Il calcolo della larghezza collaborante per le travi collaboranti in acciaio-cis viene condotto secondo quanto disposto dal D.M. 14/01/2008, al punto 4.3.2.3, secondo la seguente formula:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

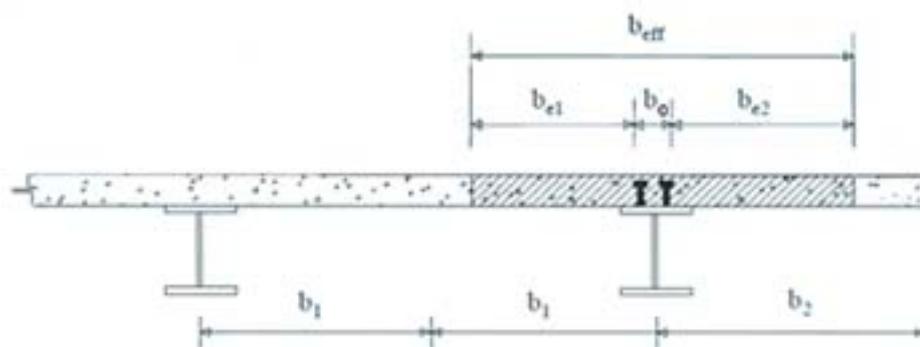


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_0

dove: b_0 = distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2}\right)$, cioè il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta; per travi semplicemente appoggiate, L_e è pari alla lunghezza della trave.

Per gli appoggi di estremità la formula per il calcolo della larghezza effettiva diventa:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$$

con $\beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}}\right) \leq 1$

Quindi, nel caso all'oggetto, essendo la luce libera di inflessione pari a $L_e=20,00\text{m}$, la larghezza collaborante risulta essere:

$$b_{eff} = 1,25\text{m} \cdot \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{20,00}{1,25}\right) = 1,20\text{m}$$

VERIFICA SEZIONE COMPOSTA

La verifica a pressoflessione della sezione composta acciaio-clc è stata effettuata utilizzando il programma "Database Profilati", sviluppato dall'ing. Piero Gelfi.

Come è possibile vedere nell'immagine sotto riportata, il momento plastico resistente della sezione composta è pari a

$$M_{p,Rd} = 1'922 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

The screenshot shows the software interface for the verification of a composite section. The main window is titled "AcciaioClc/Flessione - File: TRAVE". The interface is organized into several functional areas:

- Input Parameters:**
 - Tipo di profilo:** HE 550 B
 - Materiali:** Tipo Acciaio S275 (Fe430)
 - Dati Profilo:** b1: 300 mm, b2: 300 mm, tf1: 29 mm, tf2: 29 mm, h: 550 mm, tw: 15 mm, r1: 27 mm, r2: 0 mm, r: 0 mm
 - Tipo di soletta:** Grecata trasv.
 - Dati soletta:** he: 150 mm, b: 1200 mm, A_s^{eff}: 300 mm², h'_s: 30 mm
 - Lamiera grecata:** h_p: 75 mm, b_b: 40 mm, b_s: 128 mm, i: 190 mm
- Calculation Method:** S.L.U. M+ (selected)
- Results (S.U.U.):**
 - M_{p,Rd}: 1.922 kNm (circled in red)
 - M_{apl,Rd}: 1.465 kNm
 - V_d: 1.596 kN
 - y_n: 221.8 mm
- Diagrams:** Two "Zoom" diagrams are present. One shows the cross-section of the corrugated sheet with dimensions i, b_s, b_b, and h_p. The other shows the I-beam section with a red line indicating the neutral axis.
- Buttons:** "Plotta in Form" and "Progetto Connessione" are located at the bottom of the interface.

VERIFICA FRECCIA IN MEZZERIA

Per le verifiche dello stato di deformazione devono essere calcolati i valori delle frecce presenti nella struttura tenendo in conto le fasi costruttive, le modalità di applicazione del carico e gli effetti viscosi e il ritiro del calcestruzzo. In particolare, gli effetti viscosi sono tenuti in conto mediante l'adozione di opportuni coefficienti di omogeneizzazione per i materiali.

Definiti i seguenti carichi:

$$G_{k1} = \text{pesi strutturali} = (267 \times 1,25) + \text{peso profili in acciaio} = 545,25 \text{ daN/m}$$

$$F_{PER} = G_{k2} + (Q_{k1} \cdot \psi_{21}) = (250 \times 1,25) + ((500 \times 1,25) \cdot 0,00) = 312,50 \text{ daN/m}$$

$$F_{IST} = Q_{k1} \cdot (1 - \psi_{21}) = (500 \times 1,25) \cdot (1 - 0,00) = 625 \text{ daN/m}$$

essendo $\psi_{21} = 0,00$ (come specificato precedentemente)

si ha:

FRECCIA 1 : carichi permanenti (agenti sul solo profilo in acciaio)

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_{k1} \cdot L^4}{E \cdot J_p} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,4525 \cdot 2000^4}{2100000 \cdot 136700} = 3,96 \text{ cm}$$

FRECCIA 2 (0) : effetti istantanei (carichi lunga durata)

$$f_{2,0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{PERM} \cdot L^4}{E \cdot J_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,125 \cdot 2000^4}{2100000 \cdot 267675} = 1,16 \text{ cm}$$

FRECCIA 2 (∞) : effetti differiti (carichi lunga durata)

$$f_{2,\infty} = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{PERM} \cdot L^4}{E \cdot J_\infty} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,125 \cdot 2000^4}{2100000 \cdot 213006} = 1,46 \text{ cm}$$

FRECCIA 3 : effetti istantanei (carichi breve durata)

$$f_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{IST} \cdot L^4}{E \cdot J_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,25 \cdot 2000^4}{2100000 \cdot 267675} = 2,32 \text{ cm}$$

<u>VERIFICA FUNZIONALITA' TRAVE</u>	$f_{MAX,1} = f_1 + f_{2,\infty} + f_3 = 7,74 \text{ cm}$	$\rightarrow L/258 < L/250$
<u>VERIFICA PER DANNO FINITURE</u>	$f_{MAX,2} = f_{MAX,1} - f_1 - f_{2,0} = 2,62 \text{ cm}$	$\rightarrow L/763 < L/300$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

Il calcolo del momento d'inerzia omogeneizzato all'acciaio a breve e a lungo termine è stato effettuato utilizzando il programma "Database Profilati" e riportato nelle immagini sottostanti.

AcciaioCl/Flessione - File: TRAVE

File

Titolo progetto:

Tipo di profilo
HE 550 B

Materiali
Tipo Acciaio
S275 (Fe430)
 f_y 275 N/mm²
 f_{sk} 450 N/mm²
 f_{ck} 29 N/mm²

Dati Profilo
b1 300 mm
b2 300 mm
t1 29 mm
t2 29 mm
h 550 mm
t_w 15 mm
r1 27 mm
r2 0 mm
r 0 mm

Tipo di soletta
 Piena
 Grecata trav.
 Grecata paral.

Dati soletta
h_e 150 mm
b 1200 mm
A_s^{eff} 300 mm²
h'_s 30 mm
n 7

Lamiera grecata
h_p 75 [mm]
b_b 40 [mm]
b_s 128 [mm]
i 190 [mm]

M_{Sd} 0 kNm

Metodo di calcolo
 S.L.U. M+ Metodo n M+
 S.L.U. M- Metodo n M-

Metodo n
V_l 0 kN σ_c N/mm²
y_n 292.8 mm σ_s N/mm²
S_s 3.361 cm³ σ_{a1} N/mm²
 σ_{a2} N/mm²
J_{id} 267.675 cm⁴ J_{id}/J_a 1.96

Zoom

Plotta in Form

Progetto Connessione

Momento d'inerzia omogeneizzato all'acciaio a breve termine

AcciaioCl/Flessione - File: TRAVE

File

Titolo progetto:

Tipo di profilo
HE 550 B

Materiali
Tipo Acciaio
S275 (Fe430)
 f_y 275 N/mm²
 f_{sk} 450 N/mm²
 f_{ck} 29 N/mm²

Dati Profilo
b1 300 mm
b2 300 mm
t1 29 mm
t2 29 mm
h 550 mm
t_w 15 mm
r1 27 mm
r2 0 mm
r 0 mm

Tipo di soletta
 Piena
 Grecata trav.
 Grecata paral.

Dati soletta
h_e 150 mm
b 1200 mm
A_s^{eff} 300 mm²
h'_s 30 mm
n 15

Lamiera grecata
h_p 75 [mm]
b_b 40 [mm]
b_s 128 [mm]
i 190 [mm]

M_{Sd} 0 kNm

Metodo di calcolo
 S.L.U. M+ Metodo n M+
 S.L.U. M- Metodo n M-

Metodo n
V_l 0 kN σ_c N/mm²
y_n 348.0 mm σ_s N/mm²
S_s 1.958 cm³ σ_{a1} N/mm²
 σ_{a2} N/mm²
J_{id} 213.006 cm⁴ J_{id}/J_a 1.56

Zoom

Plotta in Form

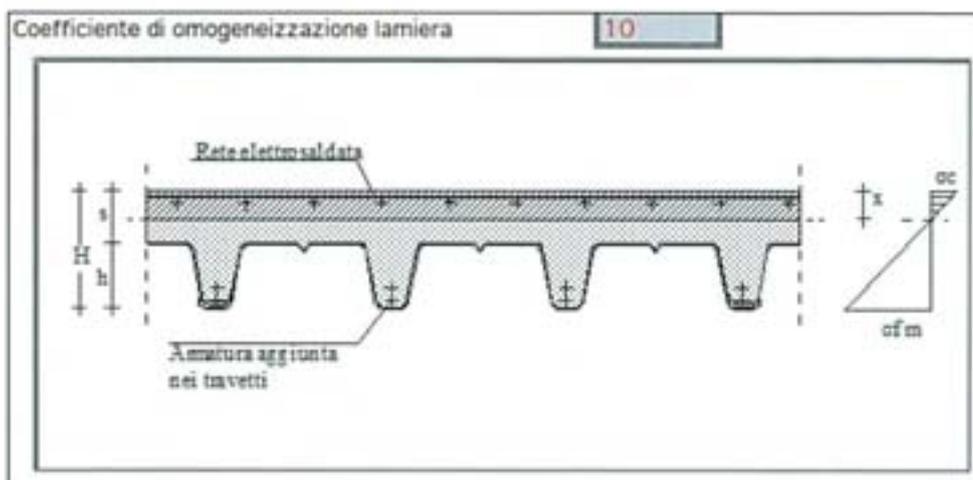
Progetto Connessione

Momento d'inerzia omogeneizzato all'acciaio a lungo termine

VERIFICA LAMIERA GRECATA

Si riporta di seguito la verifica della lamiera grecata utilizzata (tipo A 75/P 570 HI-BOND, spessore 12mm, altezza totale soletta 15cm).

CALCOLO SOLAIO IN LAMIERA GRECATA COLLABORANTE				
Le caratteristiche della lamiera sono relative alla produzione meTecno s.p.a. http://www.metecno.it/ Sistema - Hi-Bond® I materiali utilizzati sono: 1- lamiera in acciaio zincato tipo Fe 37 GZ 2752 UNIS753/75 2 - c.l.s. di resistenza non inferiore a 225 Kg/cmq 3 - inerti con pezzatura non superiore a 20 mm 4 - acciaio aggiuntivo e rete elettrosaldata Fe B 44 K				
N.B.: Dati di input in rosso su fondo grigio- dati calcolati in nero su fondo bianco				
CARATTERISTICHE SOLETTA				
A 75/P 570 S125	A 75/P 570 S125			
tensione ammissibile lamiera	1800	Kg/cmq		
Spessore caldana	7,5	cm		
Altezza lamiera	7,5	cm		
Altezza totale soletta	15,0	cm		
Classe c.l.s.	400	Kg/cmq		
Peso specifico c.l.s.	2500	Kg/mc		
Luce massima tra gli appoggi	2,00	m		
Schema di calcolo	Travata singola			
N.B. - viene condotta la verifica a soli momenti positivi pari a: $M=q \cdot L^2/8$ nel caso di travata singola ed $M=q \cdot L^2/10$ nel caso di travata continua				
<i>Analisi dei carichi escluso peso proprio (per mq di soletta)</i>				
sovraccarico permanente	250	Kg/mq		
sovraccarico accidentale	500	Kg/mq		
totale	750	Kg/mq		
carico mezzi d'opera 1° fase	50	Kg/mq		
Armatura aggiunt. inf. nei travetti:	n	Ø	h	Af
		(mm)	(cm)	(cmq/m)
omogeneizzazione:	15	8	7	
		6	7	
		6	7	
N.B. - h = distanza del baricentro del tondino dal bordo compresso				
Diametro e passo rete elettr. sup.	Ø	p	c	Af
	(mm)	(cm)	(cm)	(cmq/m)
omogeneizzazione:	15	8	20	2,51
			2,5	
N.B. - p=passo della rete; c=copriferro				

**CALCOLO SOLLECITAZIONI****Caratteristiche geometriche della lamiera grecata:**

Larghezza singolo pannello	570,0 mm
numero moduli per pannello	3
interasse moduli	190,0 mm
larghezza sagoma superiore	128,0 mm
larghezza sagoma inferiore	40,0 mm
altezza lamiera	75,0 mm

Caratteristiche statiche lamiera grecata (al mq)

Spessore della lamiera	mm	1,25
Peso della lamiera	Kg/mq	16,50
Area della sezione	cm ² /m	21,05
Momento d'inerzia ridotto	cm ⁴	174,14
Distanza baricentro dal bordo inf.	cm	4,49
Modulo di resistenza superiore	cm ³	50,72
Modulo di resistenza inferiore	cm ³	40,15

caratteristiche statiche sezione composta

Altezza complessiva soletta	cm	15,00
Peso soletta	Kg/mq	255,33
Coefficiente di omogeneizzazione lamiera		10
Posizione asse neutro	cm	4,75
Momento d'inerzia totale della sezione	cm ⁴	12488,53
Modulo di resistenza superiore	cm ³	2629,52
Modulo di resistenza inferiore	cm ³	1218,32

VERIFICHE:**1ª fase - il c.l.s. non ha ancora fatto presa - peso proprio + mezzi d'opera**

q' _m	305,33 Kg/m	
M _{max}	152,66 Kgm/m	
T _{max}	305,33 Kg/m	
tens. bordo sup. lamiera	300,99 Kg/cm ²	compressione
tens. bordo inf. Lamiera	380,24 Kg/cm ²	trazione
abbassamento	0,173944 cm	HL/1149 (max L/250)

2ª fase - sezione mista: carico perm. + accidentale - mezzi d'opera

q' _m	700,00 Kg/m	
M _{max}	350,00 Kgm/m	
T _{max}	700,00 Kg/m	
tens. nel c.l.s.	13,31 Kg/cm ²	
tens. bordo inf. lamiera	287,28 Kg/cm ²	trazione
abbassamento	0,032437 cm	HL/8103 (max L/300)

tensioni complessive:

c.l.s.	13,31 Kg/cm ²	verificata
lamiera	667,52 Kg/cm ²	verificata

SEZIONE VERIFICATA

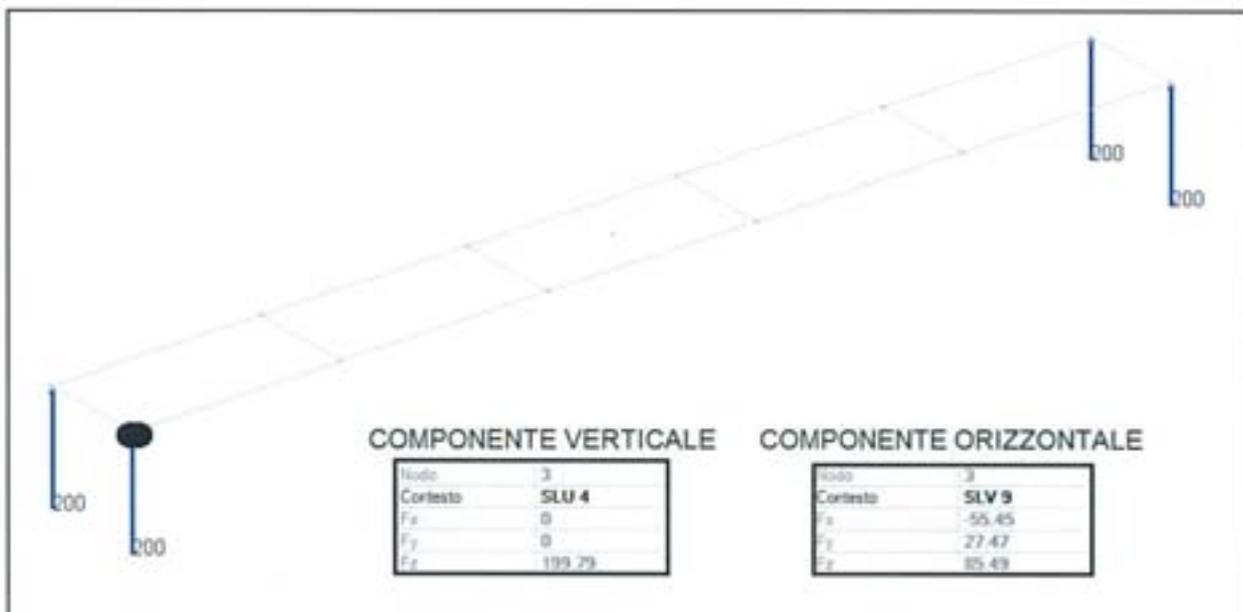
VERIFICA SPALLE

La verifica della spalla è eseguita considerando la spalla come un muro di sostegno, caricato in sommità dalle reazioni vincolari dell'impalcato.

Le verifiche sono condotte per due diverse condizioni di carico.

- 1ª condizione: impalcato assente → i carichi sono dovuti esclusivamente al terrapieno a monte del muro, considerando un'ulteriore carico ripartito 1000kg/m².

- 2ª condizione: impalcato presente → i carichi sono dovuti sia al terrapieno a monte del muro (sempre considerando un'ulteriore carico ripartito sul terrapieno), sia alle reazioni vincolari dell'impalcato, combinate nella situazione più sfavorevole (di seguito riportate).



Da queste si ricavano le forze massime per unità di lunghezza da utilizzare per la verifica della spalla, tenendo conto della sua lunghezza di 2,60m in senso ortogonale all'impalcato:

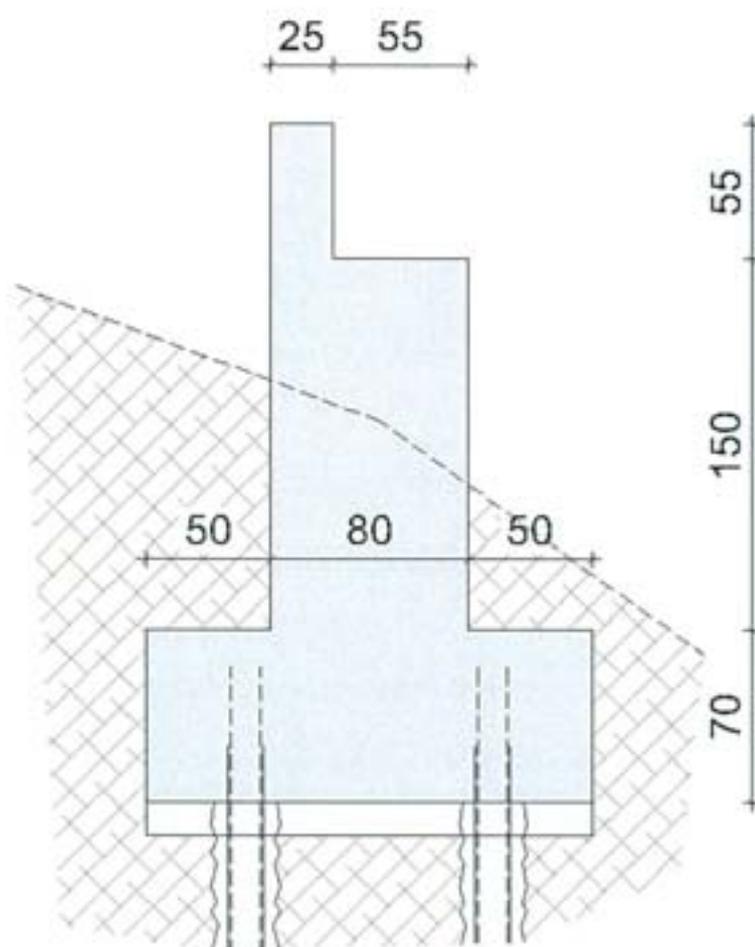
$$N = \frac{(199,79 \cdot 2)}{2,60} = 153,68 \text{ kN/m}$$

$$F_x = \frac{(55,45 \cdot 2)}{2,60} = 42,65 \text{ kN/m}$$

Per quanto riguarda il terreno, si sono assunti i seguenti parametri:

- Peso specifico = 1850 daN/m^3
- Angolo d'attrito interno = 30°

Per la verifica della spalla si sono assunte le dimensioni riportate nella figura sottostante.



Verifica nella condizione di carico 1

Vengono sotto riportati la tabella con i dati di input e i risultati delle verifiche nonché lo schema di calcolo per la verifica della spalla nella condizione di carico 1.

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: spalla

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 2

Titolo: _____

Altezza paraghiaia (m) h1 Angolo attrito interno φ°

Spessore paraghiaia (m) s1 Ang. attrito terra-muro δ°

Inclinazione parete (α) i Ang. attrito fondazione φ_f°

Altezza parete (m) h2 Peso spec. terre [kN/m³] γ_t

Spessore in testa (m) s2 Peso spec. muro [kN/m³] γ_m

Spessore alla base (m) s3 Dati Sisma K_v K_h

Altezza fondazione (m) h3 N° lati terreno

Sbalzo fond. contro terra L1

Larghezza totale fond. L2

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10	0	10

Impalcato

Ni dN

Vi kN

Zoom

Parete

St kN

Sq kN

Ss kN

Si kN

M kNm

N kN

V kN

$\bar{\gamma}$

Fondazione

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St	<input type="text" value="31.48"/> $\bar{\gamma}$ 1	St	<input type="text" value="28.62"/> $\bar{\gamma}$ 3	St	<input type="text" value="28.62"/> $\bar{\gamma}$ 2
Sq	<input type="text" value="16.88"/>	Sq	<input type="text" value="11.25"/>	Sq	<input type="text" value="11.25"/>
Ss	<input type="text" value="0"/>	Ss	<input type="text" value="2.003"/>	Ss	<input type="text" value="3.760"/>
Si	<input type="text" value="0"/>	Si	<input type="text" value="3.717"/>	Si	<input type="text" value="3.717"/>
Mr	<input type="text" value="52.06"/>	V	<input type="text" value="45.59"/>	M	<input type="text" value="35.83"/>
Ms	<input type="text" value="79.90"/>	N	<input type="text" value="82.05"/>	N	<input type="text" value="85.75"/>
Ms/Mr	<input type="text" value="1.535"/>	c. scor.	<input type="text" value="1.008"/>	V	<input type="text" value="47.35"/>

Sbalzi Fondazione

M valle

M monte

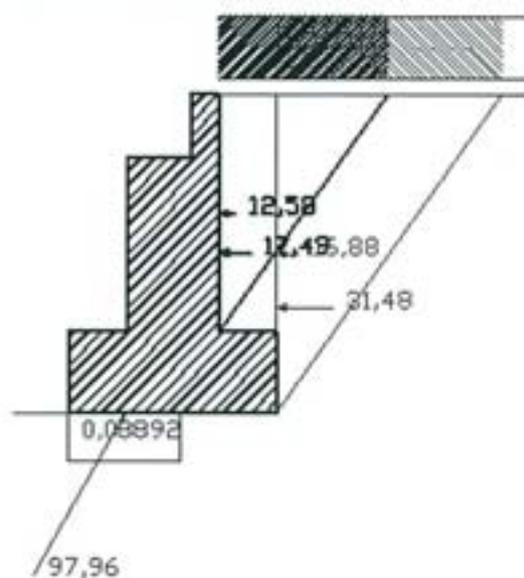
$\sigma_{t, valle}$ MPa

$\sigma_{t, monte}$

$\alpha_{comp.}$

Verifiche più gravose

Normativa: NTC 2008



Dati

$\alpha = 30^\circ$
 $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma' = 25 \text{ kN/m}^3$
 $\tan \delta = 0,0443$; $k_v = 0,0221$

Solicitazioni Parete

$17,48$
 $12,58$
 0
 0
 $24,00$
 $30,09$
 $20,08$

Solicitazioni Fondazione per Ribaltamento

$31,48$
 $16,88$
 0
 $52,06$

Verifiche Fondazione

sicurezza ribaltamento = 1,535
 sicurezza scorrimento = 1,008
 $t_{valle} = 35,83$
 $t_{monte} = 85,75$
 $t_{valle} = 0,08892 \text{ N/mm}^2$
 $t_{monte} = 0 \text{ N/mm}^2$
 sbalzo valle = 8,928
 sbalzo monte = 6,928

Come si evince dai coefficienti di sicurezza (M_s/M_r = coefficiente di sicurezza a ribaltamento; $c.scorr.$ = coefficiente di sicurezza a slittamento), la stabilità della spalla risulta essere verificata.

Verifica nella condizione di carico 2

Vengono sotto riportati la tabella con i dati di input e i risultati delle verifiche nonché lo schema di calcolo per la verifica della spalla nella condizione di carico 2.

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: spalla

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 2

Titolo: _____

Altezza paraghiaia (m) h1 Angolo attrito interno φ°

Spessore paraghiaia (m) s1 Ang. attrito terra-muro δ°

Inclinazione parete (°) i Ang. attrito fondazione φ_f°

Altezza parete (m) h2 Peso spec. terre [kN/m³] γ_t

Spessore in testa (m) s2 Peso spec. muro [kN/m³] γ_m

Spessore alla base (m) s3 Dati Sisma K_v K_h

Altezza fondazione (m) h3 N° lati terreno

Sbalzo fond. contro terra L1

Larghezza totale fond. L2

Impalcato

Ni dN

Vi kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10	0	10

Parete

St kN

Sq kN

Ss kN

Si kN

M kNm

N kN

V kN

Fondazione

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St	<input type="text" value="28,62"/> <input type="text" value="73"/>	St	<input type="text" value="28,62"/> <input type="text" value="72"/>	St	<input type="text" value="28,62"/> <input type="text" value="73"/>
Sq	<input type="text" value="11,25"/>	Sq	<input type="text" value="11,25"/>	Sq	<input type="text" value="11,25"/>
Ss	<input type="text" value="2,003"/>	Ss	<input type="text" value="3,760"/>	Ss	<input type="text" value="2,003"/>
Si	<input type="text" value="3,717"/>	Si	<input type="text" value="3,717"/>	Si	<input type="text" value="3,717"/>
Mr	<input type="text" value="141,6"/>	V	<input type="text" value="90,00"/>	M	<input type="text" value="151,7"/>
Mz	<input type="text" value="202,1"/>	N	<input type="text" value="239,4"/>	N	<input type="text" value="235,7"/>
Mz/Mr	<input type="text" value="1,427"/>	c. scor.	<input type="text" value="1,490"/>	V	<input type="text" value="88,24"/>

Sbalzi Fondazione

M valle

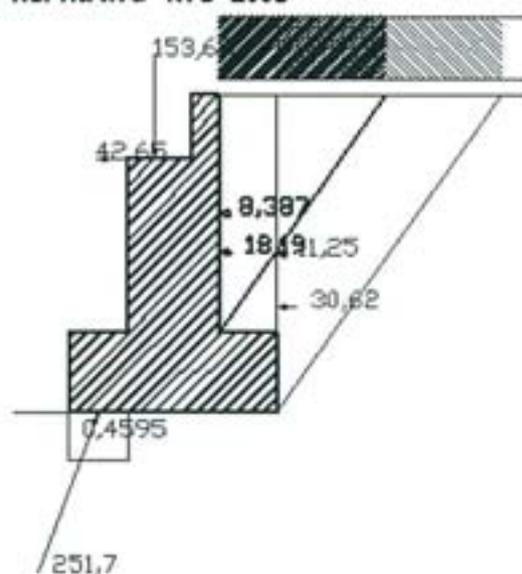
M monte

$\sigma_{t, valle}$ MPa

$\sigma_{t, monte}$

$\alpha_{comp.}$

Normativa NTC 2008



Dati

$\alpha = 30^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{\text{sat}} = 30 \text{ kN/m}^3$
 $c = 44.3 \text{ kPa}$
 $\phi = 0^\circ$
 $k_v = 0,0221$

Solicitazioni Parete

Solicitazioni Fondazione per Ribaltamento

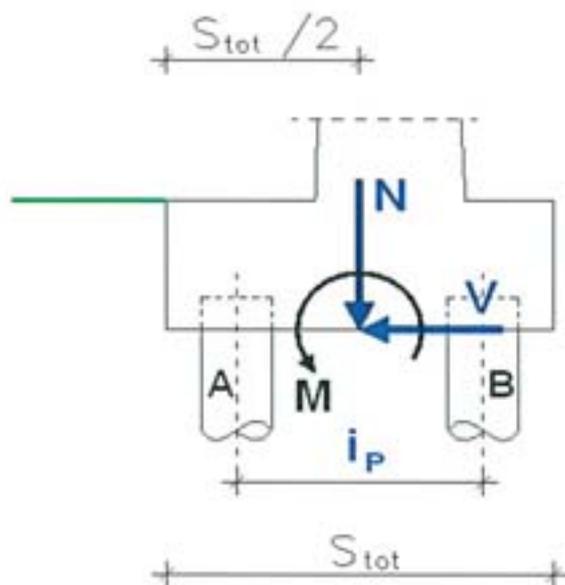
Verifiche Fondazione

sicurezza ribaltamento = 1,427
 sicurezza scorrimento = 1,490
 $t_{\text{valle}} = 151,7$
 $t_{\text{monte}} = 235,7$
 $t_{\text{valle}} = 0,4595 \text{ N/mm}^2$
 $t_{\text{monte}} = 0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{\text{sbalzo valle}} = 55,25$
 $M_{\text{sbalzo monte}} = 6,928$

Come si evince dai coefficienti di sicurezza (M_s/M_r = coefficiente di sicurezza a ribaltamento; $c.\text{scorr.}$ = coefficiente di sicurezza a slittamento), la stabilità della spalla risulta essere verificata.

VERIFICA PALI

Su ciascuna spalla sono previsti n.° 6 pali posti ad interasse di 100cm circa misurato perpendicolarmente all'asse longitudinale dell'impalcato, e di 120cm misurato parallelamente all'asse longitudinale dell'impalcato.



Dai calcoli della spalla e con riferimento alla figura sopra riportata, risultano i seguenti sforzi riferiti ad una coppia di pali:

$$M = \frac{(151,7 \cdot 2,60)}{3} = 131,47 \text{ kNm}$$

$$N = \frac{(235,70 \cdot 2,60)}{3} = 204,27 \text{ kN}$$

$$V = \frac{(88,24 \cdot 2,60)}{3} = 76,47 \text{ kN}$$

dai quali si ricava, per il singolo palo, scomponendo il momento flettente in coppia di due forze di braccio 1,20m:

$$N_p(\text{max}) = \frac{204,27 \text{ kN}}{2} + \frac{131,47 \text{ kNm}}{1,20 \text{ m}} = 211,69 \text{ kN}$$

$$N_p(\text{min}) = \frac{204,27 \text{ kN}}{2} - \frac{131,47 \text{ kNm}}{1,20 \text{ m}} = -7,42 \text{ kN}$$

Lo sforzo di taglio, finora calcolato longitudinalmente all'asse dell'impalcato, va composto con la componente perpendicolare all'impalcato ottenendo, per il singolo palo:

$$V_{tot} = \sqrt{\left(\frac{76,47}{2}\right)^2 + \left(\frac{27,47 \cdot 2}{3}\right)^2} = 42,39 \text{ kN}$$

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO

Si verifica di seguito la portata di un micropalo tipo tubfix trivellato avente le seguenti dimensioni:

- diametro reso al fusto 250 mm;
- tubolare in acciaio diametro esterno Ø159mm e spessore 10mm;
- lunghezza palo 11,00 m.

Per il calcolo della capacità portante del singolo palo è stato utilizzato l'APPROCCIO 2 (A1-M1-R3) (come previsto dal D.M. 14.01.08), il quale prevede i seguenti coefficienti parziali:

A1	AZIONI (Tab. 6.2.I)	$\gamma_G = 1,3$
		$\gamma_Q = 1,5$
M1	PARAMETRI GEOTECNICI (Tab. 6.2.II)	$\gamma_{cu} = 1,0$
		$\gamma_{\varphi} = 1,0$
R3	RESISTENZE (Tab. 6.4.I – capacità portante, per pali trivellati)	
	<i>attrito laterale</i>	$\gamma_l = 1,15;$
	<i>portata di punta</i>	$\gamma_s = 1,35$

Dalla tab. 6.4.IV si ricava il coefficiente ξ per la determinazione della resistenza caratteristica $R_{c,k}$ in funzione del numero di verticali indagate (1):

$$\xi = 1,7$$

Dovrà essere verificata la relazione: $G \cdot 1,3 + Q \cdot 1,5 \leq R_{c,k} / \gamma = R_d$

dove $R_{c,k} = P / \xi$, con P = capacità portante del palo.

Dati di input

Tipo di palo		PALO TRIVELLATO
Diametro del palo	D =	25 cm
Lunghezza del palo	L =	11,00 m
Quota della testa del palo dal piano campagna		-1,50 m
Profondità punta del palo dal piano campagna		12,50 m
Quota media della falda freatica		-2,50 m
Peso specifico terreno	$\gamma_s =$	1,85 tm^3
Peso specifico terreno immerso	$\gamma' =$	0,85 tm^3

Portata limite laterale per attrito laterale**1 - Strati coerenti**

$\gamma_{cu} = 1$

Da quota [- m]	A quota [- m]	Sp.strato [m]	Prof.strato [m]	Sup.Lat [m ²]	Qu [t/m ²]	Qu [t/m ²]	α	Portata [ton]
1,50	4,60	3,10	3,05	2,43	3,50	3,50	0,60	5,15
10,40	11,00	0,60	10,70	0,47	7,55	7,55	0,31	1,12
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00

6,27**2 - Strati incoerenti**

Pressione verticale efficace alla testa del palo = 3,78 tm^2 $\gamma_{\phi} = 1$

Da quota [- m]	A quota [- m]	Sp.strato [m]	Prof.strato [m]	Sup.Lat [m ²]	σ'_v [t/m ²]	ϕ [grad]	ϕ [grad]	K [numero]	tang ϕ [numero]	Portata [ton]
4,60	5,40	0,80	5,00	0,63	6,75	30	30,0	0,50	0,58	1,22
5,40	10,40	5,00	7,90	3,93	9,22	35	35,0	0,43	0,70	10,80
11,00	13,00	2,00	12,00	1,57	12,70	40	40,0	0,36	0,84	5,98
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,50	0	0,0	1,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,50	0	0,0	1,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,50	0	0,0	1,00	0,00	0,00

18,01**Portata limite per punta**(Impiego dei coefficienti N_q^* ridotti secondo Berezantzev-1965)

$L/D = 44$

Strato incoerente

Superficie base [m ²]	σ'_v [t/m ²]	N_q^* [numero]	Portata [ton]
0,049	13,13	45,00	28,99

Portata limite di esercizio

Coefficiente di sicurezza attrito 1,15

Coefficiente di sicurezza punta 1,35

Portata limite laterale	24,28 ton	Peso del palo	1,35 ton
Portata limite punta	28,99 ton	Peso volume palo immerso =	0,54 ton

Non considerando il peso proprio del palo in quanto si ammette che tale peso sia circa uguale a quello del terreno spostato, si ottiene:

$$P_{punta} = 28,99 \text{ t}$$

$$R_{c,k, punta} = 24,28 / 1,7 = 17,05 \text{ t}$$

$$R_{d, punta} = 17,05 / 1,35 = 12,63 \text{ t}$$

$$P_{laterale} = 24,28 \text{ t}$$

$$R_{c,k, laterale} = 24,28 / 1,7 = 14,28 \text{ t}$$

$$R_{d, laterale} = 14,28 / 1,15 = 12,42 \text{ t}$$

Sommando gli ultimi due termini si ottiene la resistenza di progetto del palo:

$$R_d = 12,63 + 12,42 = 24,24 \text{ t} = 242,4 \text{ kN}$$

Essendo $R_d > N_{p(max)}$, la verifica della portanza del palo risulta soddisfatta.

VERIFICA RESISTENZA DEL PALO

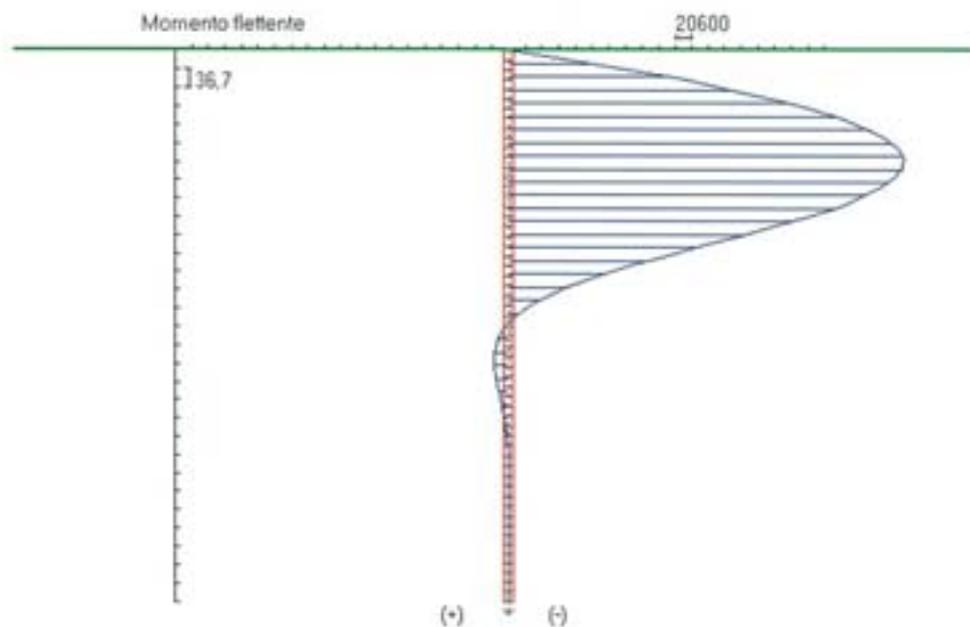
La ricerca delle sollecitazioni flessionali per la verifica del palo di fondazione viene condotta attraverso l'utilizzo del programma di calcolo BulkCad della Concrete s.r.l., introducendo la stratigrafia del sito desunta dalle prove geotecniche ed applicando al palo le sollecitazioni massime calcolate precedentemente.

A favore di sicurezza vengono eseguiti n.* 2 modelli di calcolo che prevedono due diverse condizioni di vincolo in sommità:

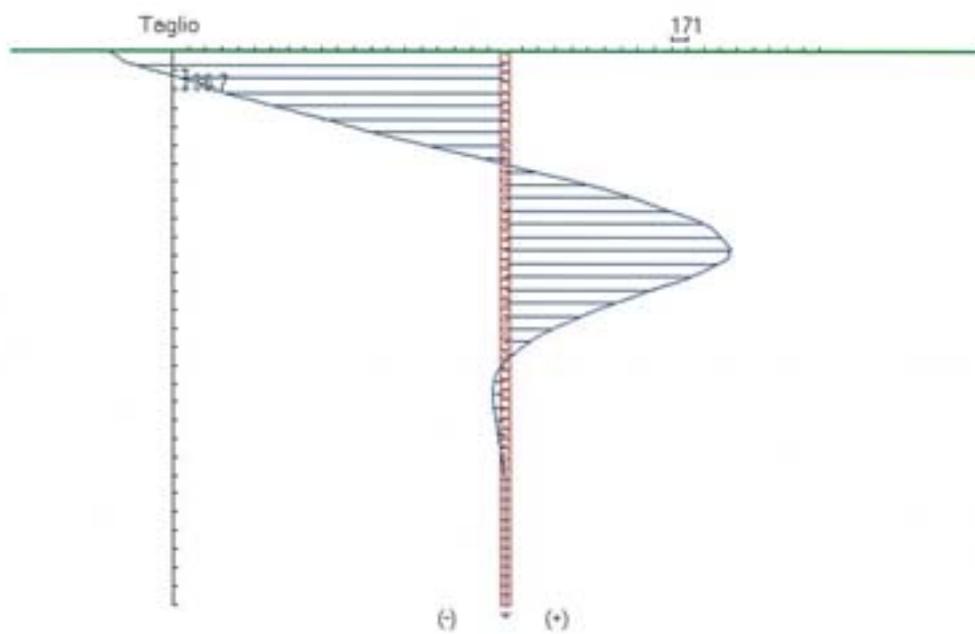
- modello di calcolo n.*1 : testa del palo libera di ruotare;
- modello di calcolo n.*2 : testa del palo perfettamente incastrata nella suola di fondazione.

Vengono di seguito riportati i diagrammi ed i valori di momento flettente e di taglio relativi ai suddetti modelli di calcolo.

MODELLO 1



Momenti



Tagli

paratia in calcestruzzo armato
valori espressi in daN, cm.

Altezza totale della paratia: 1100 cm

Normativa per il calcolo dell'azione sismica: DM96
 grado di sismicità 5 coefficiente di protezione sismica 1.45

GEOMETRIA DELLE SEZIONI

n. 1 anulare : Diam est. 25.0, Diam int. 0.0, Copr 4.0

CARICO CONCENTRATO IN SOMMITA': 21149,0

DATI GEOTECNICI GENERALI

spessore dei bulbi di pressione: a monte 100.0 , a valle 100.0
 coeff. riduttivo delle spinte passive 1.00
 coeff. riduttivo per adesione 0.00
 coeff. parziale sulle azioni gammaA(permanenti) 1.00
 coeff. parziale sul terreno gammaM(tanFi) 1.00
 coeff. parziale sul terreno gammaM(coesione) 1.00
 coeff. parziale sulla resistenza al taglio del pedale gammaM(pedico) 1.10

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

GEOMETRIA DEI TRONCHI (prof. da sommita' paratia)

n.	prof.iniz.	prof.fin.	sez. n.	larg.	inerzia	area
1	0.00	1100.00	1	25.0	19174.0	490.9

CARICHI CONCENTRATI ESTERNI (prof. da sommita' paratia)

n.	prof.	Foris.	Momento
1	0.00	4239	0

STRATI DEL TERRENO A MONTE (prof. da sommita' paratia)

n.	spess.	prof.in.	g.sec	g.sat	H(%)	F(%)	D(%)	c	Et	Es
1	310.0	0.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.35000	70.0	1.00000
2	80.0	310.0	0.001850	0.001950	0.0	30.0	0.0	0.00000	200.0	0.50000
3	500.0	390.0	0.001900	0.002000	0.0	35.0	0.0	0.00000	950.0	0.43000
4	60.0	890.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.75000	350.0	1.00000
5	150.0	950.0	0.002000	0.002100	0.0	40.0	0.0	0.00000	1800.0	0.36000

STRATI DEL TERRENO A VALLE (prof. da sommita' paratia)

n.	spess.	prof.in.	g.sec	g.sat	H(%)	F(%)	D(%)	c	Et	Es
1	310.0	0.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.35000	70.0	1.00000
2	80.0	310.0	0.001850	0.001950	0.0	30.0	0.0	0.00000	200.0	0.50000
3	500.0	390.0	0.001900	0.002000	0.0	35.0	0.0	0.00000	950.0	0.43000
4	60.0	890.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.75000	350.0	1.00000
5	150.0	950.0	0.002000	0.002100	0.0	40.0	0.0	0.75000	1800.0	0.36000

FALDE (altezze da fondo paratia)

altezza falda a monte 1100.00 spinta totale a monte 605.0000 daN/cm
 altezza falda a valle 1100.00 spinta totale a valle 605.0000 daN/cm

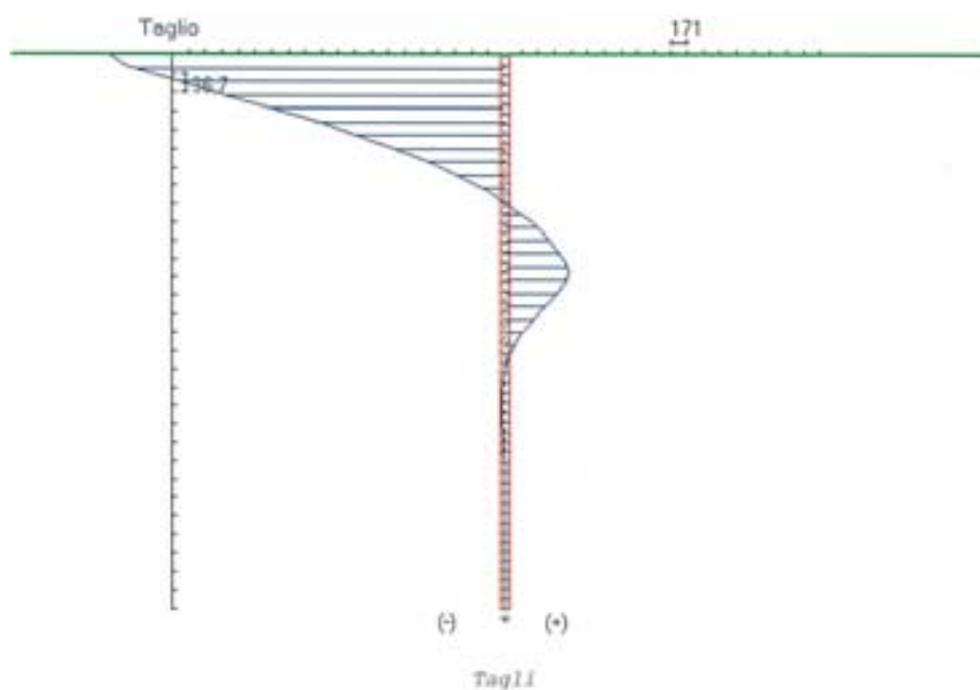
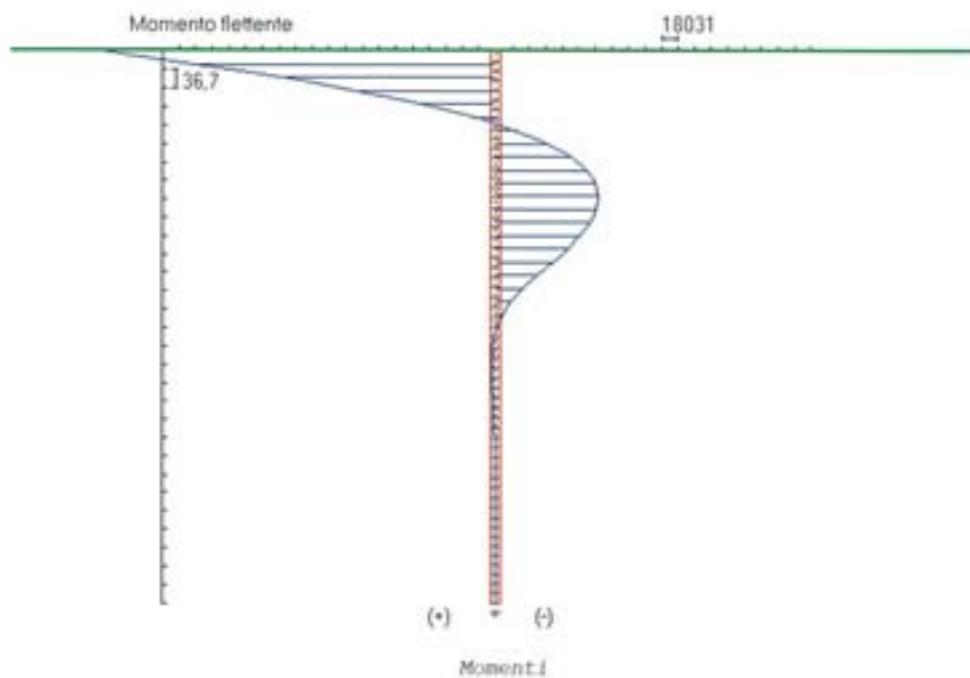
SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI DELLA PARATIA (prof. da sommita' paratia)

concio	no	p.iniz.	p.fin.	Miniz.	Mfin.	Tiniz.	Tfin.	Nfin	sp.iniz.	sp.fin.	rot.iniz.	rot.fin.
1	0.00	19.38	0	-79004	-4078	-4078	-21169	-21193	6.030	5.523	0.02621	0.02608
2	19.38	38.75	-19004	-151637	-3749	-3749	-21193	-21217	5.523	5.021	0.02608	0.02569
3	38.75	58.13	-151637	-217718	-3411	-3411	-21217	-21240	5.021	4.529	0.02569	0.02507
4	58.13	77.50	-217718	-277068	-3063	-3063	-21240	-21264	4.529	4.051	0.02507	0.02424
5	77.50	96.88	-277068	-329508	-2707	-2707	-21264	-21288	4.051	3.591	0.02424	0.02322
6	96.88	116.25	-329508	-374859	-2341	-2341	-21288	-21312	3.591	3.152	0.02322	0.02203
7	116.25	135.63	-374859	-412940	-1966	-1966	-21312	-21335	3.152	2.738	0.02203	0.02070
8	135.63	155.00	-412940	-443574	-1581	-1581	-21335	-21359	2.738	2.351	0.02070	0.01926
9	155.00	174.38	-443574	-466580	-1187	-1187	-21359	-21383	2.351	1.992	0.01926	0.01773
10	174.38	193.75	-466580	-481778	-784	-784	-21383	-21407	1.992	1.664	0.01773	0.01613
11	193.75	213.13	-481778	-488991	-372	-372	-21407	-21431	1.664	1.367	0.01613	0.01450
12	213.13	232.50	-488991	-488038	49	49	-21431	-21454	1.367	1.102	0.01450	0.01285
13	232.50	251.88	-488038	-478739	480	480	-21454	-21478	1.102	0.869	0.01285	0.01122
14	251.88	271.25	-478739	-461775	876	876	-21478	-21502	0.869	0.667	0.01122	0.00964
15	271.25	290.63	-461775	-438293	1212	1212	-21502	-21526	0.667	0.495	0.00964	0.00812
16	290.63	310.00	-438293	-409242	1499	1499	-21526	-21549	0.495	0.352	0.00812	0.00669
17	310.00	330.00	-409242	-372677	1828	1828	-21549	-21574	0.352	0.232	0.00669	0.00534
18	330.00	350.00	-372677	-331232	2072	2072	-21574	-21599	0.232	0.138	0.00534	0.00411
19	350.00	370.00	-331232	-286753	2224	2224	-21599	-21623	0.138	0.066	0.00411	0.00304
20	370.00	390.00	-286753	-240627	2306	2306	-21623	-21648	0.066	0.015	0.00304	0.00212
21	390.00	410.00	-240627	-193288	2367	2367	-21648	-21672	0.015	-0.019	0.00212	0.00137
22	410.00	430.00	-193288	-148673	2231	2231	-21672	-21697	-0.019	-0.041	0.00137	0.00077
23	430.00	450.00	-148673	-108814	1993	1993	-21697	-21721	-0.041	-0.051	0.00077	0.00032
24	450.00	470.00	-108814	-74756	1703	1703	-21721	-21746	-0.051	-0.054	0.00032	0.00001
25	470.00	490.00	-74756	-46816	1397	1397	-21746	-21770	-0.054	-0.052	0.00001	-0.00021
26	490.00	510.00	-46816	-24813	1100	1100	-21770	-21795	-0.052	-0.047	-0.00021	-0.00033
27	510.00	530.00	-24813	-8249	828	828	-21795	-21819	-0.047	-0.039	-0.00033	-0.00039
28	530.00	550.00	-8249	3542	590	590	-21819	-21844	-0.039	-0.032	-0.00039	-0.00040
29	550.00	570.00	3542	11289	387	387	-21844	-21869	-0.032	-0.024	-0.00040	-0.00037
30	570.00	590.00	11289	15700	221	221	-21869	-21893	-0.024	-0.017	-0.00037	-0.00032
31	590.00	610.00	15700	17411	86	86	-21893	-21918	-0.017	-0.011	-0.00032	-0.00027

32	610.00	630.00	17411	16959	-23	-23	-21918	-21942	-.011	-.006	-.00027	-.00021
33	630.00	650.00	16959	15144	-91	-91	-21942	-21967	-.026	-.003	-.00021	-.00015
34	650.00	670.00	15144	12648	-125	-125	-21967	-21991	-.023	0.000	-.00015	-.00010
35	670.00	690.00	12648	9956	-135	-135	-21991	-22016	0.000	0.001	-.00010	-.00006
36	690.00	710.00	9956	7385	-129	-129	-22016	-22040	0.001	0.002	-.00006	-.00003
37	710.00	730.00	7385	5123	-113	-113	-22040	-22065	0.002	0.003	-.00003	-.00001
38	730.00	750.00	5123	3256	-93	-93	-22065	-22089	0.003	0.003	-.00001	0.00000
39	750.00	770.00	3256	1805	-73	-73	-22089	-22114	0.003	0.003	0.00000	0.00001
40	770.00	790.00	1805	744	-53	-53	-22114	-22138	0.003	0.002	0.00001	0.00002
41	790.00	810.00	744	25	-36	-36	-22138	-22163	0.002	0.002	0.00002	0.00002
42	810.00	830.00	25	-413	-22	-22	-22163	-22188	0.002	0.002	0.00002	0.00002
43	830.00	850.00	-413	-630	-11	-11	-22188	-22212	0.002	0.001	0.00002	0.00002
44	850.00	870.00	-630	-683	-3	-3	-22212	-22237	0.001	0.001	0.00002	0.00001
45	870.00	890.00	-683	-618	3	3	-22237	-22261	0.001	0.001	0.00001	0.00001
46	890.00	910.00	-618	-525	5	5	-22261	-22286	0.001	0.001	0.00001	0.00001
47	910.00	930.00	-525	-458	3	3	-22286	-22310	0.001	0.000	0.00001	0.00001
48	930.00	950.00	-458	-421	2	2	-22310	-22335	0.000	0.000	0.00001	0.00001
49	950.00	968.75	-421	-378	2	2	-22335	-22358	0.000	0.000	0.00001	0.00000
50	968.75	987.50	-378	-308	4	4	-22358	-22381	0.000	0.000	0.00000	0.00000
51	987.50	1006.25	-308	-229	4	4	-22381	-22404	0.000	0.000	0.00000	0.00000
52	1006.25	1025.00	-229	-155	4	4	-22404	-22427	0.000	0.000	0.00000	0.00000
53	1025.00	1043.75	-155	-91	3	3	-22427	-22450	0.000	0.000	0.00000	0.00000
54	1043.75	1062.50	-91	-42	3	3	-22450	-22473	0.000	0.000	0.00000	0.00000
55	1062.50	1081.25	-42	-11	2	2	-22473	-22496	0.000	0.000	0.00000	0.00000
56	1081.25	1100.00	-11	0	1	1	-22496	-22519	0.000	0.000	0.00000	0.00000

0M>0 se tendono le fibre a valle; T>0 di tipo scario; s>0 verso valle; rot.>0 se usciria; N>0 se di trazione)

MODELLO 2



paratia in calcestruzzo armato
valori espressi in daN, cm.

Altezza totale della paratia: 1100 cm

Normativa per il calcolo dell'azione sismica: DM96
grado di sismicità 5 coefficiente di protezione sismica 1.40

GEOMETRIA DELLE SEZIONI

n. 1 anulare : Diam est. 25.0, Diam int. 0.0, Copr 4.0

CARICO CONCENTRATO IN SOMMITA': 21149.0

DATI GEOTECNICI GENERALI

ampiezza dei bulbi di pressione: a monte 100.0 , a valle 100.0
 coeff. riduttivo delle spinte passive 1.00
 coeff. riduttivo per adesione 0.00
 coeff. parziale sulle azioni gammaA(permanent) 1.00
 coeff. parziale sul terreno gammaM(tanPhi) 1.00
 coeff. parziale sul terreno gammaM(coesione) 1.00
 coeff. parziale sulla resistenza al taglio del pendio gammaR(pendio) 1.10

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

GEOMETRIA DEI TRONCHI (prof. da sommita' paratia)

n.	prof.iniz.	prof.fin.	sezione n.	larg.	inerzia	area
1	0.00	1100.00	1	25.0	19174.8	430.9

CARICHI CONCENTRATI ESTERNI (prof. da sommita' paratia)

n.	prof.	Forz.	Momento
1	0.00	4239	0

VINCOLI E CEDIMENTI IMPOSTI (prof. da sommita' paratia)

n.	prof.	spost.	rotaz.(rad)
1	0.00	LIBERO	0.00000

STRATI DEL TERRENO A MONTE (prof. da sommita' paratia)

n.	spess.	prof.in.	g.sec	g.sat	H(e)	F(e)	D(e)	c	Kt	Ko
1	310.0	0.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.35000	70.0	1.00000
2	80.0	310.0	0.001850	0.001950	0.0	30.0	0.0	0.60000	200.0	0.50000
3	500.0	390.0	0.001900	0.002000	0.0	35.0	0.0	0.60000	950.0	0.43000
4	40.0	890.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.75000	350.0	1.00000
5	150.0	950.0	0.002000	0.002100	0.0	40.0	0.0	0.60000	1800.0	0.36000

STRATI DEL TERRENO A VALLE (prof. da sommita' paratia)

n.	spess.	prof.in.	g.sec	g.sat	H(e)	F(e)	D(e)	c	Kt	Ko
1	310.0	0.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.35000	70.0	1.00000
2	80.0	310.0	0.001850	0.001950	0.0	30.0	0.0	0.60000	200.0	0.50000
3	500.0	390.0	0.001900	0.002000	0.0	35.0	0.0	0.60000	950.0	0.43000
4	40.0	890.0	0.001850	0.001950	0.0	0.0	0.0	0.75000	350.0	1.00000
5	150.0	950.0	0.002000	0.002100	0.0	40.0	0.0	0.75000	1800.0	0.36000

FALDE (altreze da fondo paratia)

altezza falda a monte 1109.00 spinta totale a monte 605.0000 daN/cm
 altezza falda a valle 1109.00 spinta totale a valle 605.0000 daN/cm

SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI DELLA PARATIA (prof. da sommita' paratia)

cooico ne p.iniz. p.fin. Miniz. Mfin. Tiniz. Tfin. Niniz Nfin sp.iniz. sp.fin. rot.iniz. rot.fin.

1	0.00	19.38	428023	349018	-8078	-4078	-21149	-21193	1.216	1.203	0.00000	0.00131
2	19.38	38.75	349018	276386	-3749	-3749	-21193	-21217	1.203	1.167	0.00131	0.00236
3	38.75	58.13	276386	210305	-3411	-3411	-21217	-21240	1.167	1.113	0.00236	0.00318
4	58.13	77.50	210305	150955	-3063	-3063	-21240	-21264	1.113	1.045	0.00318	0.00379
5	77.50	96.88	150955	98514	-2707	-2707	-21264	-21288	1.045	0.947	0.00379	0.00421
6	96.88	116.25	98514	52950	-2352	-2352	-21288	-21312	0.947	0.883	0.00421	0.00447
7	116.25	135.63	52950	13885	-2016	-2016	-21312	-21335	0.883	0.795	0.00447	0.00458
8	135.63	155.00	13885	-19075	-1701	-1701	-21335	-21359	0.795	0.704	0.00458	0.00457
9	155.00	174.38	-19075	-46337	-1407	-1407	-21359	-21383	0.704	0.619	0.00457	0.00444
10	174.38	193.75	-46337	-82995	-1133	-1133	-21383	-21407	0.619	0.534	0.00444	0.00427
11	193.75	213.13	-82995	-85326	-879	-879	-21407	-21431	0.534	0.454	0.00427	0.00401
12	213.13	232.50	-85326	-97778	-643	-643	-21431	-21454	0.454	0.379	0.00401	0.00370
13	232.50	251.88	-97778	-105563	-422	-422	-21454	-21478	0.379	0.311	0.00370	0.00336
14	251.88	271.25	-105563	-110353	-227	-227	-21478	-21502	0.311	0.249	0.00336	0.00299
15	271.25	290.63	-110353	-111750	-72	-72	-21502	-21526	0.249	0.195	0.00299	0.00262
16	290.63	310.00	-111750	-110861	46	46	-21526	-21549	0.195	0.148	0.00262	0.00224
17	310.00	330.00	-110861	-106263	230	230	-21549	-21574	0.148	0.107	0.00224	0.00186
18	330.00	350.00	-106263	-99284	349	349	-21574	-21599	0.107	0.073	0.00186	0.00151
19	350.00	370.00	-99284	-90560	436	436	-21599	-21623	0.073	0.046	0.00151	0.00118
20	370.00	390.00	-90560	-80586	499	499	-21623	-21648	0.046	0.026	0.00118	0.00088
21	390.00	410.00	-80586	-68775	591	591	-21648	-21672	0.026	0.013	0.00088	0.00062
22	410.00	430.00	-68775	-55547	661	661	-21672	-21697	0.013	0.001	0.00062	0.00040
23	430.00	450.00	-55547	-42399	657	657	-21697	-21721	0.001	-0.005	0.00040	0.00023
24	450.00	470.00	-42399	-30521	594	594	-21721	-21746	-0.005	-0.009	0.00023	0.00011
25	470.00	490.00	-30521	-20424	505	505	-21746	-21770	-0.009	-0.010	0.00011	0.00002
26	490.00	510.00	-20424	-12245	409	409	-21770	-21795	-0.010	-0.010	0.00002	-0.00004
27	510.00	530.00	-12245	-5987	313	313	-21795	-21819	-0.010	-0.009	-0.00004	-0.00007
28	530.00	550.00	-5987	-1566	221	221	-21819	-21844	-0.009	-0.007	-0.00007	-0.00008
29	550.00	570.00	-1566	1311	144	144	-21844	-21869	-0.007	-0.005	-0.00008	-0.00008
30	570.00	590.00	1311	2974	83	83	-21869	-21893	-0.005	-0.004	-0.00008	-0.00008
31	590.00	610.00	2974	3734	38	38	-21893	-21918	-0.004	-0.002	-0.00008	-0.00006

32	610.00	630.00	3734	3865	7	7	-21918	-21942	-.002	-.001	-.00004	-.00005
33	630.00	650.00	3865	3595	-13	-13	-21942	-21967	-.001	0.000	-.00005	-.00004
34	650.00	670.00	3595	3101	-25	-25	-21967	-21991	0.000	0.000	-.00004	-.00003
35	670.00	690.00	3101	2513	-29	-29	-21991	-22016	0.000	0.001	-.00003	-.00002
36	690.00	710.00	2513	1920	-30	-30	-22016	-22040	0.001	0.001	-.00002	-.00001
37	710.00	730.00	1920	1377	-27	-27	-22040	-22065	0.001	0.001	-.00001	0.00000
38	730.00	750.00	1377	915	-23	-23	-22065	-22089	0.001	0.001	0.00000	0.00000
39	750.00	770.00	915	546	-18	-18	-22089	-22114	0.001	0.001	0.00000	0.00000
40	770.00	790.00	546	270	-14	-14	-22114	-22138	0.001	0.001	0.00000	0.00000
41	790.00	810.00	270	79	-10	-10	-22138	-22163	0.001	0.001	0.00000	0.00001
42	810.00	830.00	79	-38	-6	-6	-22163	-22188	0.001	0.001	0.00001	0.00001
43	830.00	850.00	-38	-93	-3	-3	-22188	-22212	0.001	0.001	0.00001	0.00001
44	850.00	870.00	-93	-100	0	0	-22212	-22237	0.001	0.001	0.00001	0.00000
45	870.00	890.00	-100	-70	2	2	-22237	-22261	0.001	0.001	0.00000	0.00000
46	890.00	910.00	-70	-44	1	1	-22261	-22286	0.001	0.000	0.00000	0.00000
47	910.00	930.00	-44	-55	-1	-1	-22286	-22310	0.000	0.000	0.00000	0.00000
48	930.00	950.00	-55	-101	-2	-2	-22310	-22335	0.000	0.000	0.00000	0.00000
49	950.00	968.75	-101	-136	-2	-2	-22335	-22358	0.000	0.000	0.00000	0.00000
50	968.75	987.50	-136	-138	0	0	-22358	-22381	0.000	0.000	0.00000	0.00000
51	987.50	1006.25	-138	-120	1	1	-22381	-22404	0.000	0.000	0.00000	0.00000
52	1006.25	1025.00	-120	-91	2	2	-22404	-22427	0.000	0.000	0.00000	0.00000
53	1025.00	1043.75	-91	-59	2	2	-22427	-22450	0.000	0.000	0.00000	0.00000
54	1043.75	1062.50	-59	-30	2	2	-22450	-22473	0.000	0.000	0.00000	0.00000
55	1062.50	1081.25	-30	-9	1	1	-22473	-22496	0.000	0.000	0.00000	0.00000
56	1081.25	1100.00	-9	0	0	0	-22496	-22519	0.000	0.000	0.00000	0.00000

(M>0 se tendono le fibre a valle; T>0 di tipo orario; s>0 verso valle; rot.>0 se orario; W>0 se di trazione)

Dai dati sopra riportati, è possibile vedere che il massimo momento flettente agente sul palo di fondazione è pari a $M_{ed} = 488991 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

Considerato quindi un tubo in acciaio $\varnothing 159$ spessore 10mm, la tensione massima sulla sezione risulta essere:

$$\sigma = \frac{N_{MAX}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{pl}} = \frac{21169 \text{ daN}}{40,75 \text{ cm}^2} + \frac{488991 \text{ daN}\cdot\text{cm}}{168,55 \text{ cm}^3} = 2651,53 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3550 \text{ daN/cm}^2}{1,05} = 3381 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica quindi risulta soddisfatta.