

TANGENZIALE EST ESTERNA DI MILANO

CODICE C.U.P. I21B05000290007
CODICE C.I.G. 017107578C

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO C

INTERVENTI DI INSERIMENTO PAESISTICO - AMBIENTALE, RIPRISTINO E COMPENSAZIONI

PROGETTO SPECIALE AMBIENTALE N.5 "LAMBRO-MELEGNANO" PASSERELLA CICLOPEDONALE "FIUME LAMBRO" RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

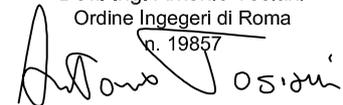
IL PROGETTISTA

LANDE S.r.l.

Dott. Ing. Antonio Tosiani

Ordine Ingegneri di Roma

n. 19857




CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM
IL DIRETTORE TECNICO




Dott. Ing. Giorgio Tagliabue
Ordine Ingegneri Provincia di Bergamo
n.1516

Dott. Ing. Rocco Magri

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Dott. Ing. Pietro Mazzoli

Ordine Ingegneri di Parma

n. 821

IL CONCEDENTE



IL CONCESSIONARIO

tangenziale
esterna

IL DIRETTORE DEI LAVORI

EM./REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE PROGETTUALE	CONTR.	APPROV.				
A	30.04.2014	EMISSIONE	M. ALTIERI	M. VARI	A. TOSIANI				
IDENTIFICAZIONE ELABORATO					DATA: 30.04.2014 SCALA:				
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	ZONA	OPERA	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REV.
C4113	E	C	AC4	MAJ05	0	IA	RT	007	A

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 2 di 68
------------	------------------	---	-----------	-------------------

INDICE

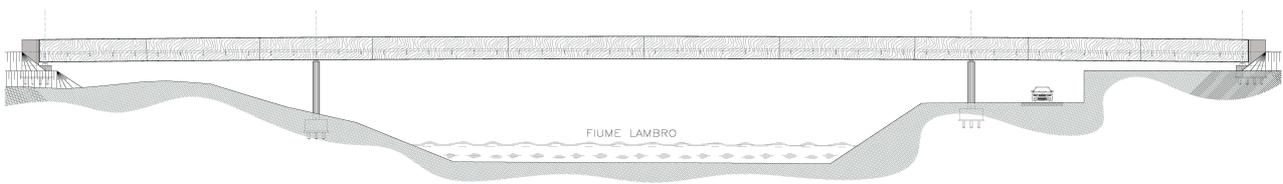
1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa emessa dallo stato italiano	6
2.2	Normativa emanata dal C.N.R.	7
2.3	Norme UNI.....	7
3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	8
4	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
5.1	Calcestruzzo per elevazioni	10
5.2	Calcestruzzo per soletta	10
5.3	Calcestruzzo per fondazioni.....	11
5.4	Acciaio per cemento armato	11
5.5	Acciaio per carpenteria metallica.....	12
5.5.1	Travi, traversi e piastre	12
5.5.2	Viti e bulloni	12
5.5.3	Saldature	12
5.6	Micropali di fondazione.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
7	DESCRIZIONE DEL MODELLO	14
7.1.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	14
7.1.2	Individuazione del codice di calcolo.....	14
7.1.3	Sistemi di riferimento	15
7.1.4	Unità di misura.....	16
7.1.5	Modello di calcolo	17
7.2	Travi metalliche longitudinali.....	19
7.3	Trasversi metallici.....	24
8	ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURE.....	26
8.1	Peso proprio struttura.....	26
8.2	Spinte del terreno	26
8.3	Spinte dell'accidentale	27
8.4	Azioni statiche e sismiche provenienti dall'impalcato.....	28
8.5	Azioni sismiche.....	29
8.6	Azioni parassite dei vincoli.....	31
9	QUADRO DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE	32
9.1	Combinazioni di carico statiche.....	32
9.2	Combinazioni di carico sismiche	32
9.3	Combinazioni di carico geotecniche	32
10	ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE.....	34
10.1	Spalle e fondazioni.....	34
10.1.1	Generalità	34
10.1.2	Equilibrio Globale.....	36
10.1.3	Sollecitazioni sul paraghiaia	37
10.1.4	Sollecitazioni ad intradosso plinto	43
10.2	Pile e fondazioni	50
10.2.1	Generalità	50
10.2.2	Modello di calcolo	51
10.2.3	Calcolo delle sollecitazioni pile	51
10.2.4	Criteri di verifica delle pile	53
10.2.5	Verifica del fusto pila.....	56
10.2.6	Verifica del plinto di fondazione su micropali.....	59
11	BAGGIOLI	65

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	3 di 68

1 PREMESSA

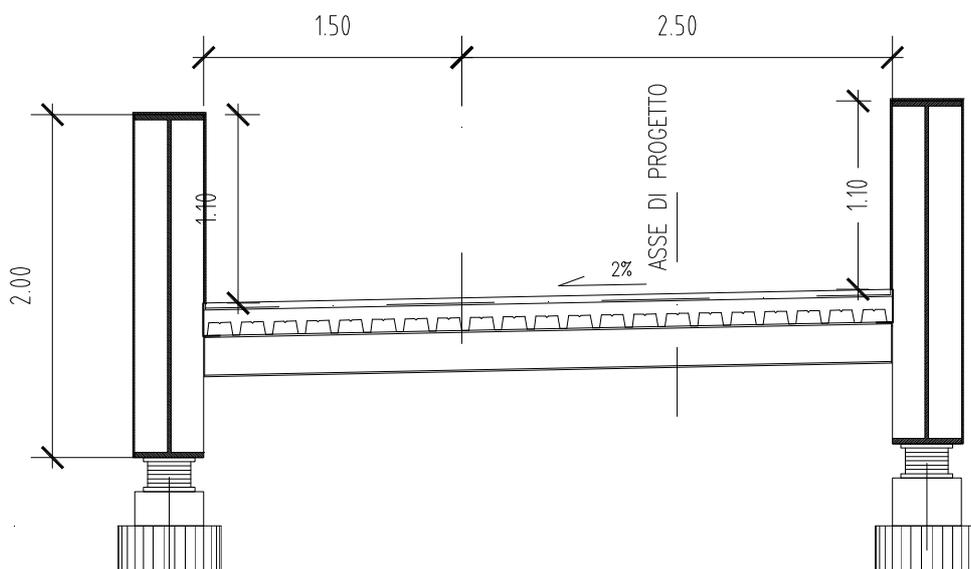
Scopo del presente lavoro è l'analisi statica delle sottostrutture costituenti la passerella ciclo-pedonale sul fiume Lambro, nel comune di Cerro al Lambro (MI); tale opera risulta inquadrata nell'ambito del Progetto Definitivo della nuova Tangenziale Est Esterna di Milano (viabilità di raccordo S.P.17-S.P.40-S.S.9 nei comuni di Cerro al Lambro, Vizzolo Predabissi e Melegnano).

Per dare continuità al percorso ciclopedonale di Cerro al Lambro è prevista la realizzazione di una passerella in fregio ad un ponte-canale esistente, in muratura a tre archi, di particolare interesse storico artistico in quanto risalente all'epoca napoleonica (1860 circa). La necessità di contenere le dimensioni della passerella in modo tale da ridurre l'impatto visivo, pur in considerazione della grande luce da coprire, ha orientato le scelte strutturali operate.



Prospetto passerella

Si è quindi optato per la tipologia di ponte a via di corsa inferiore con travi in acciaio a doppia 'T' in composizione saldata, riuscendo così a contenere l'ingombro verticale del ponte limitatamente all'altezza delle due travi longitudinali (pari a 2.0 m) e comunque limitate all'altezza del necessario parapetto.



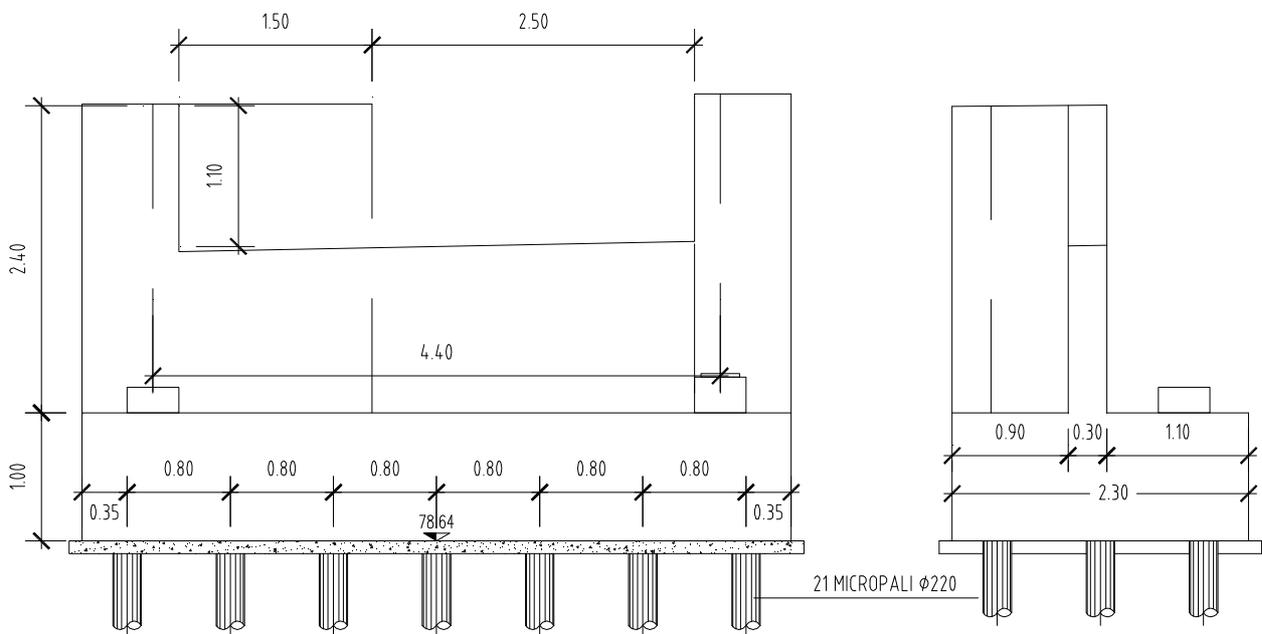
Sezione trasversale passerella

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	4 di 68

La passerella, a sviluppo planimetrico rettilineo, ha una campata centrale di 58.0 m e due campate di riva di 24.0 m ciascuna, per complessivi 106.0 m di opera (più due retrotrave da 50 cm).

L'impalcato viene trattato nella specifica relazione di calcolo.

Le spalle, in conglomerato cementizio armato completamente gettato in opera, sono del tipo passante (cordolo ubicato alla testa del rilevato di approccio) e poggiano su fondazioni del tipo indiretto (micropali). Il cordolo di fondazione ha sezione trasversale rettangolare 230 cm × 100 cm e si sviluppa per 5.50 m lungo il piano appoggi e per circa 0.90 m a tergo del paraghiaia (cordoli di risvolto). Il tratto lungo il piano appoggi presenta all'estradosso 2 baggioli (di dimensioni in pianta 45 cm × 45 cm) per consentire il posizionamento degli apparecchi di appoggio. Il paraghiaia, di spessore costante pari a 30 cm, si innalza dalla testa dell'elevazione per un'altezza massima di 2.40 m. I muri di risvolto laterali, che garantiscono il contenimento del rilevato stradale a tergo spalla, presentano un'elevazione di spessore costante pari a 30 cm. Il cordolo di fondazione, oltre che fungere da piano appoggi ha anche la funzione di trasferire i carichi della spalla alle fondazioni profonde di tipo indiretto: queste ultime sono realizzate con 21 micropali (diametro perforazione = 220 mm).



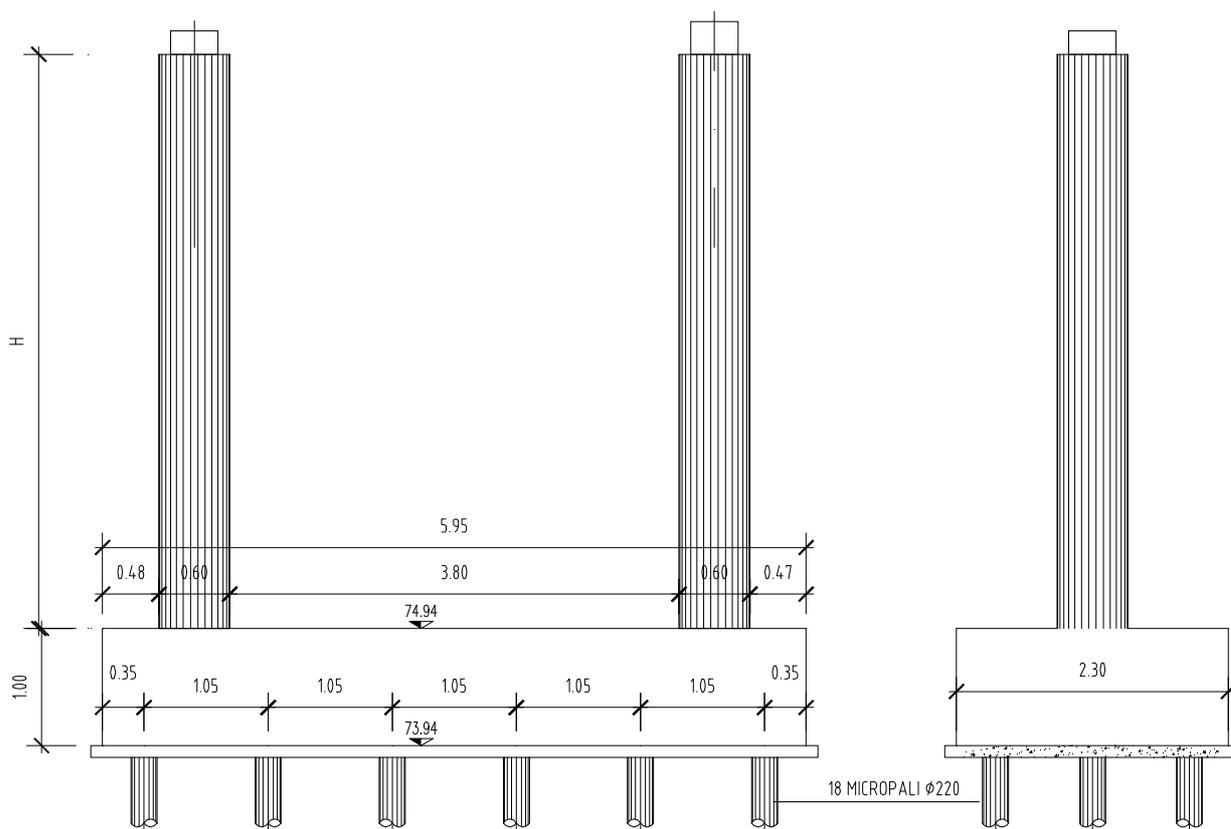
Carpenteria spalle

Per ulteriori dettagli si rimanda agli appositi elaborati grafici di progetto.

Le pile vengono interamente gettate in opera in c.a. e poggiano su fondazioni profonde di tipo indiretto (micropali). I fusti di elevazione, di altezza pari a 6.9 m per la pila 1 e a 5.5 m per la pila 2, presentano sezione circolare di diametro costante lungo l'altezza pari a 60 cm. La platea di fondazione, che risulta

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 5 di 68
------------	------------------	---	-----------	-------------------

in comune per una coppia di fusti di elevazione, presenta dimensioni rettangolari in pianta 595 cm × 230 cm e spessore 100 cm ed ha la funzione di trasmettere e ripartire i carichi provenienti dalla sottostruttura e dall'impalcato ai micropali di fondazione. Le fondazioni profonde di tipo indiretto sono realizzate con 18 micropali (diametro perforazione = 220 mm).



Carpenteria pile

Per ulteriori dettagli si rimanda agli appositi elaborati grafici di progetto.

I criteri generali di progettazione delle opere seguono la ormai affermata e codificata filosofia del *'metodo agli stati limite'* che prevede l'analisi sia degli stati di servizio/esercizio sia ultimi.

Anche la scelta dei materiali, in particolar modo della composizione dei calcestruzzi, in base alla tipologia di opera da eseguire, è subordinata a detti criteri, cui sempre più la normativa fa riferimento per sensibilizzare le amministrazioni alle problematiche di durabilità e manutenzione.

In generale i fondamenti normativi su cui si basa la progettazione definitiva svolta in questo contesto si basano sulle prescrizioni del D.M. 14/01/2008.

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 6 di 68
------------	------------------	---	-----------	-------------------

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa emessa dallo stato italiano

- **Legge n.1086 del 05/11/1971:** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- **Legge n.64 del 02/02/1974:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- **Ministero dei LL.PP. - D.M. 09.01.1996 :** "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche" (parzialmente superato dal D.M. 14.01.2008 e relative istruzioni).
- **Ministero dei LL.PP. - Circ. 252 del 15.10.1996 :** "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 09 gennaio 1996" (parzialmente superato dal D.M. 14.01.2008 e relative istruzioni).
- **Ministero delle Infrastrutture - D.M. 14/01/2008:** "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
- **Consiglio Superiore dei LL.PP. – Circ. n°617 del 02/02/2009:** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008):** "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive".
- **Ministero dei LL.PP. - D.M. 11/03/1988:** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- **Ministero dei LL.PP. - Circ. n°30483 del 24/09/1988:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

<i>CCT</i>	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 7 di 68
-------------------	------------------	---	-----------	-------------------

2.2 Normativa emanata dal C.N.R.

- **CNR-10011/97:** "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- **CNR-10030/87:** "Anime irrigidite di travi a parete piena".
- **CNR-10018/85:** "Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni: Istruzioni per il calcolo e l'impiego".
- **CNR-DT 207/2008:** "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".
- **CNR 10024:** "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

2.3 Norme UNI

Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione e in particolare:

- **UNI EN 197-1:** "Cemento - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni".
- **UNI EN 206-1:** "Calcestruzzo - Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità".
- **UNI 11104/2004:** "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

<i>CCT</i>	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 8 di 68
-------------------	------------------	---	-----------	-------------------

3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- G. Ballio – F.M. Mazzolani: **Strutture in acciaio**
Ulrico Hoepli Editore 1988
- Migliacci – F. Mola: **Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.**
Masson Italia Editori 1985
- C. Cestelli Guidi: **Geotecnica e tecnica delle fondazioni**
Ulrico Hoepli Editore 1987

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 9 di 68
------------	------------------	---	-----------	-------------------

4 PROGRAMMI PER L' ANALISI AUTOMATICA

- **SAP2000 Advanced rel. 14.0**

Structural Analysis program – Computers and Structures, Inc. – Berkeley CA, USA

Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali.

- **Sezca Stati Limite rel. 1.0.1**

Distribuito dall'Ing. R. Tritto

Programma di calcolo per le verifiche alle Tensioni Ammissibili ed agli Stati Limite di sezioni in c.a. e c.a.p.

- **Spettri di risposta ver. 1.0.3**

Foglio Excel del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo degli spettri di risposta secondo le nuove NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	10 di 68

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzo per elevazioni

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	40.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	= 33.20 N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 41.20 N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33642.78 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 2.17 N/mm ²
Stato Limite Ultimo		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50 --
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 --
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 18.81 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.45 N/mm ²
Stato Limite di Esercizio		
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 19.92 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 14.94 N/mm ²

5.2 Calcestruzzo per soletta

Resistenza a compressione cubica caratteristica:	$R_{ck} = 37$ N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 30.71$ N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm} = 38.71$ N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctm} = 2.90$ N/mm ²
Valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctk} = 2.03$ N/mm ²
Valore medio del modulo elastico:	$E_c = 32837$ N/mm ²
Stato limite ultimo	
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Valore di calcolo della resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cd} = 17.40$ N/mm ²
Valore di calcolo della resistenza a trazione:	$f_{ctd} = 1.35$ N/mm ²
Stato limite di Esercizio	
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 18.43$ N/mm ²
Tensione max di compressione – Comb. Quasi permanente	$\sigma_c = 13.82$ N/mm ²

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	11 di 68

5.3 Calcestruzzo per fondazioni

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	= 24.90 N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 32.90 N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 31447.16 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 1.79 N/mm ²
Stato Limite Ultimo		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50 --
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 --
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 14.11 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.19 N/mm ²
Stato Limite di Esercizio		
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 14.94 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 11.21 N/mm ²

5.4 Acciaio per cemento armato

Si utilizza un acciaio del tipo **B450C** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540.00 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00 N/mm ²
Stato Limite Ultimo		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.15 --
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	= 391.30 N/mm ²
Stato Limite di Esercizio		
Tensione massima di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	= 360.00 N/mm ²

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 12 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

5.5 Acciaio per carpenteria metallica

5.5.1 Travi, traversi e piastre

Si utilizza un acciaio strutturale resistente agli agenti atmosferici tipo **S-275 J0 W** (zincato), conforme alle norme UNI EN 10025-2, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	E = 210000 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (t ≤ 40 mm)	f _{yk} = 275.00 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura (t ≤ 40 mm)	f _{tk} = 430.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza per resistenza membrature	γ _{M0} = 1.05 -
Coefficiente di sicurezza per instabilità nei ponti	γ _{M1} = 1.10 -
Resistenza di calcolo membrature (t ≤ 40 mm)	f _d = 261.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo per instabilità (t ≤ 40 mm)	f _d = 250.00 N/mm ²

5.5.2 Viti e bulloni

Si utilizzano bulloni ad alta resistenza di **classe 8.8**. Per le caratteristiche meccaniche si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 11.3.4.6.1 del D.M. 14/01/2008.

5.5.3 Saldature

In base a quanto riportato in D.M. 14/01/2008 paragrafo 11.3.4.5, la saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001.

In particolare tutte le saldature delle membrature principali dovranno essere a **completo ripristino di I classe**.

Le saldature delle orditure secondarie saranno a **cordoni d'angolo continue**, con spessore di gola minimo pari a 0.7 volte lo spessore minimo da unire.

5.6 Micropali di fondazione

I micropali di fondazione sono costituiti da tubi Ø168.3 mm, spessore 10 mm, d'acciaio tipo S275. Il diametro di perforazione è pari a 220 mm.

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	13 di 68

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici dei livelli assunti nei calcoli.

Livello	Prof. da p.c. [m]	γ_{nat} [kN/m ³]	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]	E [MPa]
Limo sabbioso e sabbia limosa	0 ÷ 10	19	5	28	10
Sabbia medio-fine con possibili tratti limosi	10 ÷ 25	20	0	32	50
Ghiaia con sabbia e sabbia medio fine	> 25	20	0	36	70

dove:

γ_{nat}	peso di volume naturale
c_k'	coesione drenata caratteristica
ϕ_k'	angolo di attrito efficace caratteristico
E	modulo elastico

In prossimità dell'opera in esame la falda risulta a circa 2.0 m di profondità dal p.c. per quanto concerne le spalle mentre viene considerata coincidere col piano di posa della platea di fondazione nel caso delle pile.

Per la determinazione dei parametri di resistenza dei terreni più superficiali, ed in particolare per la determinazione dell'aderenza limite tra micropali e terreno, sono stati analizzati anche i risultati forniti delle prove penetrometriche effettuate nelle vicinanze dell'opera, su terreni che possono essere ragionevolmente assunti simili ai terreni presenti in sito.

Tali prove mettono in luce valori di N_{spt} decisamente bassi, compresi tra 10 e 30 colpi.

<i>CCT</i>	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 14 di 68
-------------------	------------------	---	-----------	--------------------

7 DESCRIZIONE DEL MODELLO

7.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

La struttura e' stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata considerata l'orditura a telaio bidimensionale costituita dall'impalcato e dalle pile incastrate allo spiccato. In corrispondenza dell'appoggio dell'impalcato con le spalle sono stati introdotti due vincoli di cerniera.

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi bidimensionali. Gli elementi utilizzati sono monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. La verifica delle membrature in cemento armato viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

7.1.2 Individuazione del codice di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato modellando la struttura con il seguente programma: SAP2000, versione 14.0 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono i frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, e le shell, aventi comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

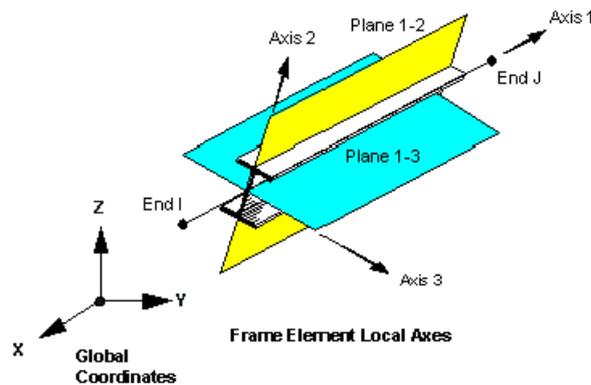
Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti. Il programma usa le seguenti convenzioni.

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 15 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

7.1.3 Sistemi di riferimento

Si fa riferimento agli elementi asta che sono gli elementi che compongono gli usuali telai piani o spaziali in c.a. o in acciaio. Il programma tiene conto degli effetti determinati da tutti i tipi di deformazione (derivanti da azioni flettenti, torcenti, taglianti ed estensionali) in ambito lineare.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra 1, 2, 3 come illustrata in figura.



Sistema locale elementi trave

Ogni asta è caratterizzata dai seguenti parametri.

Numero dell'asta (ovvero dell'elemento);

Nodi di riferimento I, J;

Svincoli alle estremità dell'elemento trave;

Materiale;

Sezione;

Carichi;

I nodi I e J sono i nodi iniziale e finale dell'asse baricentrico dell'asta, che viene orientata da I a J ed implicitamente definisce il verso dell'asse 1 locale.

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali che sono:

P = forza assiale nella direzione locale 1;

V2 = taglio nella direzione locale 2;

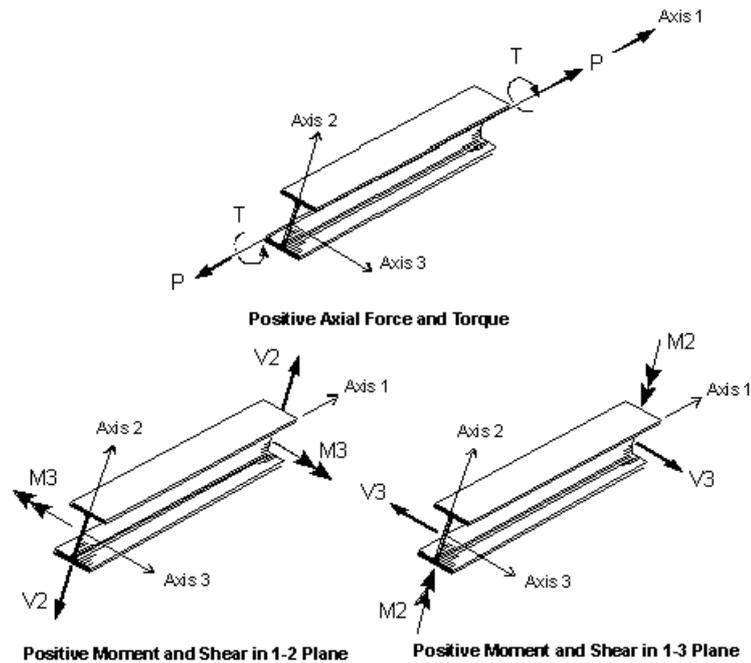
V3 = taglio nella direzione locale 3;

T = momento torcente attorno all'asse locale 1;

M2 = momento flettente attorno all'asse locale 2;

M3 = momento flettente attorno all'asse locale 3.

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 16 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------



Sollecitazioni locali per gli elementi asta

Sono stabilite le seguenti convenzioni sui segni:

Forze positive se concordi con gli assi locali (F);

Momenti positivi secondo la cosiddetta “regola del cacciavite” (F*L).

7.1.4 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti

Il calcolo della struttura è stato effettuato senza l'ipotesi d'impalcati rigidi.

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 17 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

7.1.5 Modello di calcolo

Si analizza la struttura con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000 Advanced, secondo un'analisi statica elastico-lineare.

Per l'impalcato è stata adottata una tipologia in carpenteria metallica con piano di calpestio in c.a.

L'impalcato è dunque schematizzabile semplicemente ad un graticcio metallico piano (costituito dalle travi e dai trasversi) su cui viene appoggiata una piastra (la soletta) avente unicamente funzione di ripartizione dei carichi.

Non avendo collegato la soletta in c.a. all'orditura metallica, la presenza (e quindi l'inerzia) della stessa non entra quindi nella rigidezza né delle travi né dei trasversi.

Inoltre nel presente calcolo si prescinde dalla presenza dei controventi di montaggio, disposti in corrispondenza delle piattabande delle travi principali ed aventi unicamente funzione di irrigidimento in fase costruttiva (funzione di contenimento degli sbandamenti in fase di assemblaggio).

Tali isolatori vengono schematizzati tramite elementi link del tipo Rabber Isolator le cui rigidezze orizzontali sono ciascuno pari a :

$$K = 1090 \text{ kN/m}$$

Sia l'impalcato sia le sottostrutture sono state schematizzate con elementi frame; gli elementi che schematizzano le pile (fusti circolari di diametro pari a $\Phi 600$) hanno una lunghezza pari alla distanza tra l'estradosso pulvino e l'estradosso plinto di fondazione. Per tener conto delle lunghezze effettive sono stati introdotti agli estremi delle aste opportuni elementi infinitamente rigidi (End Offsets); il vincolamento del modello è stato eseguito con incastri perfetti alla base delle aste che schematizzano le pile, e cerniere in sommità delle spalle.

Lo schema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture prevede l'utilizzo di isolatori elastomerici in corrispondenza di tutte le sottostrutture.

L'analisi sismica delle strutture, nella quale i sovraccarichi permanenti sono aggiunti in termini delle rispettive masse per poter considerare i relativi effetti inerziali, viene condotta mediante un'analisi dinamica-lineare.

<i>CCT</i>	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 18 di 68
-------------------	------------------	---	-----------	--------------------

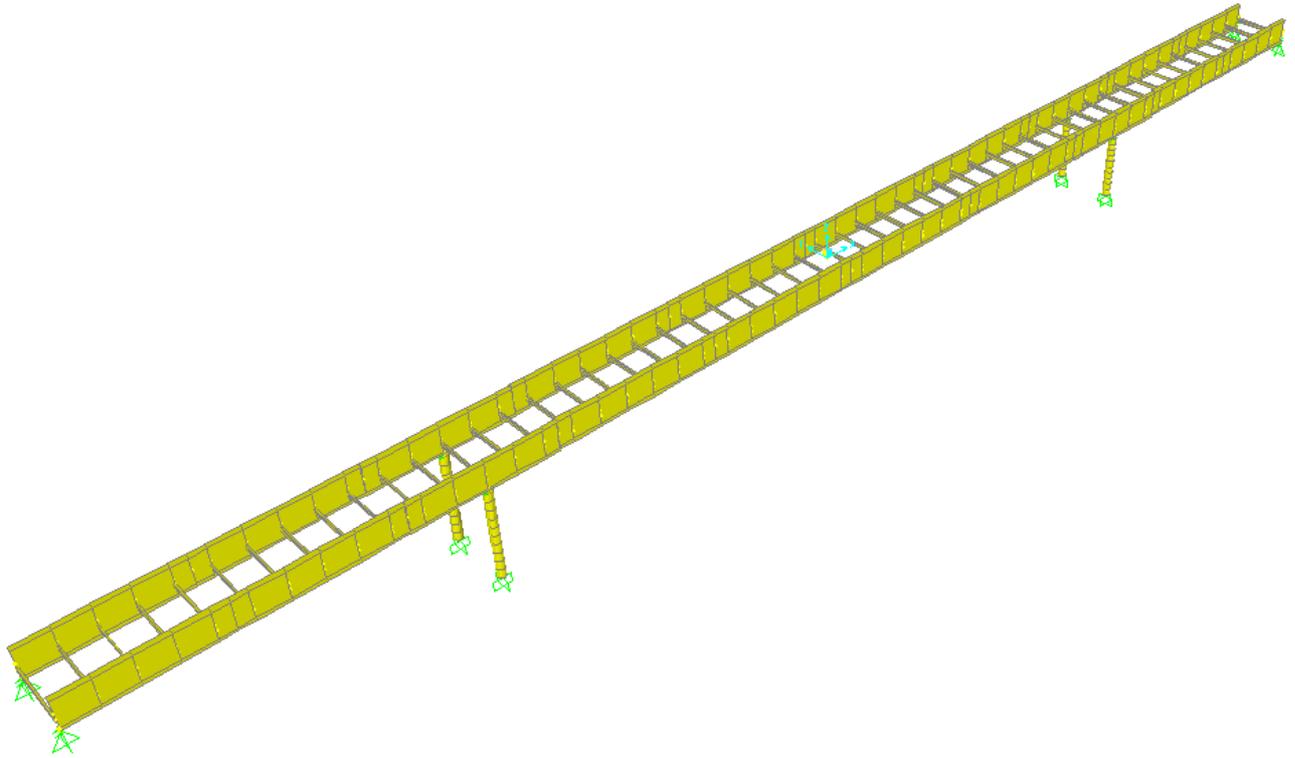


Figura 1: Schema statico tridimensionale

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	19 di 68

Qui di seguito si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni utilizzate nel calcolo.

7.2 Travi metalliche longitudinali

Conci 1 e 10

Nome Sezione

Note Sezione

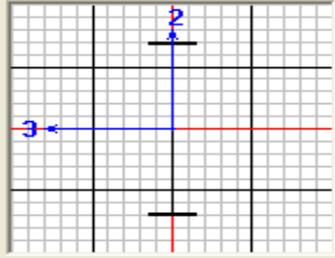
Proprietà

Modifica Proprietà

Materiale ACCIAIO

Dimensioni

Altezza totale (t3)	<input type="text" value="2."/>
Larghezza ala sup (t2)	<input type="text" value="0.4"/>
Spessore ala sup (tf)	<input type="text" value="0.02"/>
Spessore anima (tw)	<input type="text" value="0.016"/>
Larghezza ala inf (t2b)	<input type="text" value="0.4"/>
Spessore ala inf (tfb)	<input type="text" value="0.02"/>



Colore

Nome Sezione

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	<input type="text" value="0.0474"/>	Modulo Resistenza asse 3	<input type="text" value="0.0257"/>
Costante di Torsione	<input type="text" value="4.728E-06"/>	Modulo Resistenza asse 2	<input type="text" value="1.070E-03"/>
Momento Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.0257"/>	Modulo Plastico asse 3	<input type="text" value="0.0312"/>
Momento Inerzia asse 2	<input type="text" value="2.140E-04"/>	Modulo Plastico asse 2	<input type="text" value="1.725E-03"/>
Area Taglio in direzione 2	<input type="text" value="0.032"/>	Raggio d'Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.737"/>
Area Taglio in direzione 3	<input type="text" value="0.0133"/>	Raggio d'Inerzia asse 2	<input type="text" value="0.0672"/>

Conci 2 e 9

Nome Sezione

Note Sezione

Proprietà

Modifica Proprietà

Materiale

ACCIAIO

Dimensioni

Altezza totale (t3)	<input style="width: 80%;" type="text" value="2."/>
Larghezza ala sup (t2)	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.4"/>
Spessore ala sup (tf)	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.03"/>
Spessore anima (tw)	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.016"/>
Larghezza ala inf (t2b)	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.4"/>
Spessore ala inf (tfb)	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.03"/>

Colore ■

Nome Sezione

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.055"/>	Modulo Resistenza asse 3	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.033"/>
Costante di Torsione	<input style="width: 80%;" type="text" value="9.495E-06"/>	Modulo Resistenza asse 2	<input style="width: 80%;" type="text" value="1.603E-03"/>
Momento Inerzia asse 3	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.033"/>	Modulo Plastico asse 3	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.0387"/>
Momento Inerzia asse 2	<input style="width: 80%;" type="text" value="3.207E-04"/>	Modulo Plastico asse 2	<input style="width: 80%;" type="text" value="2.524E-03"/>
Area Taglio in direzione 2	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.032"/>	Raggio d'Inerzia asse 3	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.7746"/>
Area Taglio in direzione 3	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.02"/>	Raggio d'Inerzia asse 2	<input style="width: 80%;" type="text" value="0.0763"/>

Conci 3 e 8

Nome Sezione		<input type="text" value="C3"/>	
Note Sezione		<input type="button" value="Mostra/Modifica Note"/>	
Proprietà		Modifica Proprietà	
<input type="button" value="Proprietà Sezione..."/>		<input type="button" value="Modificatori..."/>	
		Materiale	
		+ <input type="text" value="ACCIAIO"/>	
Dimensioni			
Altezza totale (t3)	<input type="text" value="2"/>		
Larghezza ala sup (t2)	<input type="text" value="0.4"/>		
Spessore ala sup (tf)	<input type="text" value="0.04"/>		
Spessore anima (tw)	<input type="text" value="0.02"/>		
Larghezza ala inf (t2b)	<input type="text" value="0.4"/>		
Spessore ala inf (tfb)	<input type="text" value="0.03"/>		
		Colore <input type="color" value="#00FFFF"/>	
Nome Sezione		<input type="text" value="C3"/>	
Proprietà			
Area Sezione (Assiale)	<input type="text" value="0.0666"/>	Modulo Resistenza asse 3	<input type="text" value="0.0368"/>
Costante di Torsione	<input type="text" value="1.654E-05"/>	Modulo Resistenza asse 2	<input type="text" value="1.873E-03"/>
Momento Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.0388"/>	Modulo Plastico asse 3	<input type="text" value="0.0459"/>
Momento Inerzia asse 2	<input type="text" value="3.746E-04"/>	Modulo Plastico asse 2	<input type="text" value="2.993E-03"/>
Area Taglio in direzione 2	<input type="text" value="0.04"/>	Raggio d'Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.7632"/>
Area Taglio in direzione 3	<input type="text" value="0.0233"/>	Raggio d'Inerzia asse 2	<input type="text" value="0.075"/>

Conci 4 e 7

Nome Sezione		<input type="text" value="C4"/>	
Note Sezione		<input type="button" value="Mostra/Modifica Note"/>	
Proprietà		Modifica Proprietà	
<input type="button" value="Proprietà Sezione..."/>		<input type="button" value="Modificatori..."/>	
		Materiale	
		+ <input type="text" value="ACCIAIO"/>	
Dimensioni			
Altezza totale (t3)	<input type="text" value="2"/>		
Larghezza ala sup (t2)	<input type="text" value="0.4"/>		
Spessore ala sup (tf)	<input type="text" value="0.03"/>		
Spessore anima (tw)	<input type="text" value="0.016"/>		
Larghezza ala inf (t2b)	<input type="text" value="0.4"/>		
Spessore ala inf (tfb)	<input type="text" value="0.03"/>		
Nome Sezione		<input type="text" value="C4"/>	
Proprietà			
Area Sezione (Assiale)	<input type="text" value="0.055"/>	Modulo Resistenza asse 3	<input type="text" value="0.033"/>
Costante di Torsione	<input type="text" value="9.495E-06"/>	Modulo Resistenza asse 2	<input type="text" value="1.603E-03"/>
Momento Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.033"/>	Modulo Plastico asse 3	<input type="text" value="0.0387"/>
Momento Inerzia asse 2	<input type="text" value="3.207E-04"/>	Modulo Plastico asse 2	<input type="text" value="2.524E-03"/>
Area Taglio in direzione 2	<input type="text" value="0.032"/>	Raggio d'Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.7746"/>
Area Taglio in direzione 3	<input type="text" value="0.02"/>	Raggio d'Inerzia asse 2	<input type="text" value="0.0763"/>

Conci 5 e 6

Nome Sezione		<input type="text" value="C5"/>	
Note Sezione		<input type="button" value="Mostra/Modifica Note"/>	
Proprietà		Modifica Proprietà	
<input type="button" value="Proprietà Sezione..."/>		<input type="button" value="Modificatori..."/>	
		Materiale	
		+ <input type="text" value="ACCIAIO"/>	
Dimensioni			
Altezza totale (t3)	<input type="text" value="2"/>		
Larghezza ala sup (t2)	<input type="text" value="0.4"/>		
Spessore ala sup (tf)	<input type="text" value="0.04"/>		
Spessore anima (tw)	<input type="text" value="0.016"/>		
Larghezza ala inf (t2b)	<input type="text" value="0.4"/>		
Spessore ala inf (tfb)	<input type="text" value="0.04"/>		
		Colore <input type="checkbox"/>	
Nome Sezione		<input type="text" value="C5"/>	
Proprietà			
Area Sezione (Assiale)	<input type="text" value="0.0627"/>	Modulo Resistenza asse 3	<input type="text" value="0.0402"/>
Costante di Torsione	<input type="text" value="1.860E-05"/>	Modulo Resistenza asse 2	<input type="text" value="2.137E-03"/>
Momento Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.0402"/>	Modulo Plastico asse 3	<input type="text" value="0.0461"/>
Momento Inerzia asse 2	<input type="text" value="4.273E-04"/>	Modulo Plastico asse 2	<input type="text" value="3.323E-03"/>
Area Taglio in direzione 2	<input type="text" value="0.032"/>	Raggio d'Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.8003"/>
Area Taglio in direzione 3	<input type="text" value="0.0267"/>	Raggio d'Inerzia asse 2	<input type="text" value="0.0825"/>

7.3 Trasversi metallici

Nome Sezione

Note Sezione

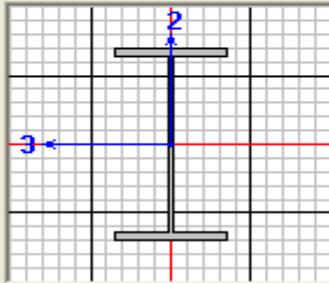
Proprietà

Modifica Proprietà

Materiale

Dimensioni

Altezza totale (t3)	<input type="text" value="0.24"/>
Larghezza ala sup (t2)	<input type="text" value="0.12"/>
Spessore ala sup (tf)	<input type="text" value="9.800E-03"/>
Spessore anima (tw)	<input type="text" value="6.200E-03"/>
Larghezza ala inf (t2b)	<input type="text" value="0.12"/>
Spessore ala inf (tfb)	<input type="text" value="9.800E-03"/>



Colore

Nome Sezione

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	<input type="text" value="3.718E-03"/>	Modulo Resistenza asse 3	<input type="text" value="3.059E-04"/>
Costante di Torsione	<input type="text" value="8.862E-08"/>	Modulo Resistenza asse 2	<input type="text" value="4.711E-05"/>
Momento Inerzia asse 3	<input type="text" value="3.671E-05"/>	Modulo Plastico asse 3	<input type="text" value="3.460E-04"/>
Momento Inerzia asse 2	<input type="text" value="2.827E-06"/>	Modulo Plastico asse 2	<input type="text" value="7.268E-05"/>
Area Taglio in direzione 2	<input type="text" value="1.488E-03"/>	Raggio d'Inerzia asse 3	<input type="text" value="0.0994"/>
Area Taglio in direzione 3	<input type="text" value="1.960E-03"/>	Raggio d'Inerzia asse 2	<input type="text" value="0.0276"/>

<i>CCT</i>	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 25 di 68
-------------------	------------------	---	-----------	--------------------

dove:

t_3 : altezza totale della trave;

t_2 : larghezza del piatto superiore;

t_f : spessore del piatto superiore;

t_{2b} : larghezza del piatto inferiore;

t_{fb} : spessore del piatto inferiore;

t_w : spessore dell'anima;

A: area della sezione in acciaio.

J_3 : momento d'inerzia della trave rispetto all'asse orizzontale 3-3 passante per il suo baricentro.

J_2 : momento d'inerzia della trave rispetto all'asse verticale 2-2 passante per il suo baricentro.

J_T : rigidezza torsionale.

A_{t2} : area di taglio in direzione 2; si assume pari a 5/6 dell'area dell'anima della trave in acciaio.

A_{t3} : area di taglio in direzione 3; si assume pari a 5/6 della somma delle aree delle due ali.

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 26 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

8 ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURE

Il calcolo statico delle sottostrutture è condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- spinta dovuta al sovraccarico accidentale;
- azione statiche e sismiche trasmesse dall'impalcato;
- azioni sismiche sulla struttura e sul terreno a tergo della struttura;
- azioni dovute alla resistenza passive degli appoggi.

Le suddette azioni sono di seguito esplicitate.

8.1 Peso proprio struttura

Il peso proprio degli elementi strutturali è computato automaticamente dal programma di calcolo, considerando un peso specifico pari a $\gamma_{cls} = 25.0$ kN/mc per il calcestruzzo.

8.2 Spinte del terreno

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono sostanzialmente dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; avendo previsto una platea su micropali, si può considerare che le deformazioni del terreno siano impedito dalla struttura che non cede in nessun punto, per cui la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

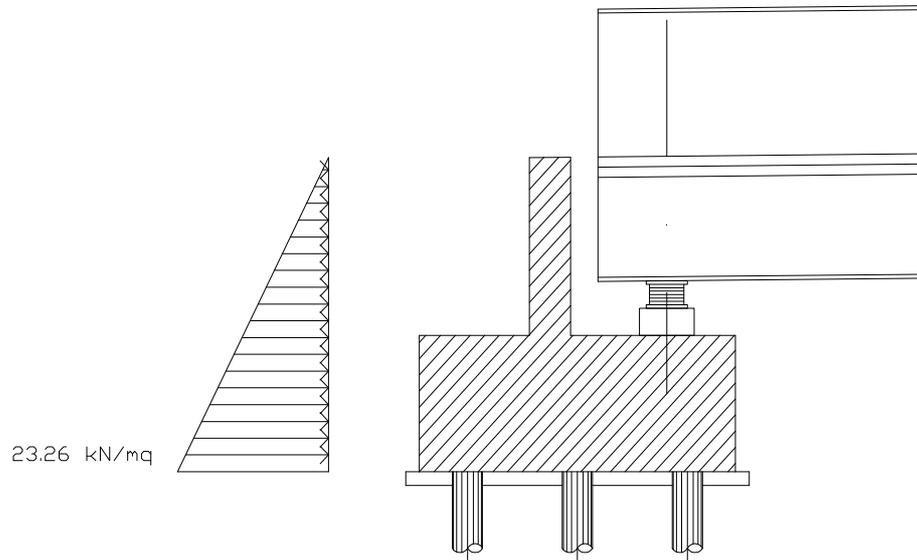
K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - \tan\phi = 0.53 \quad (\phi' = 28)$$

dove ϕ è l'angolo di attrito interno del terreno.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della platea).

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 27 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

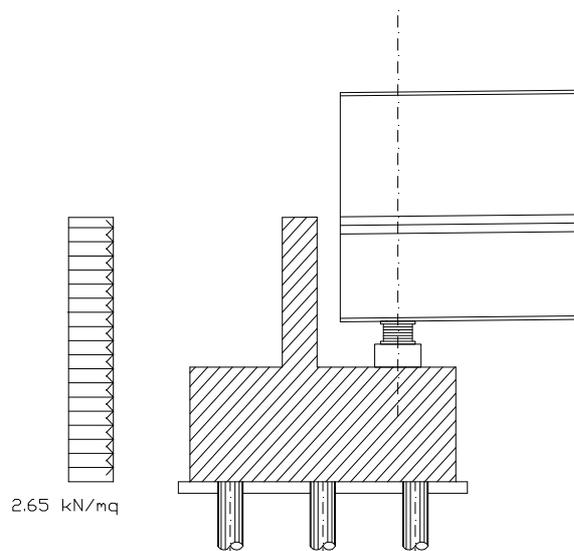


Spinta terreno a tergo spalla

8.3 Spinte dell'accidentale

Si adotta un sovraccarico agente a tergo della spalla pari a 5 kN/mq e una conseguente spinta sul paraghiaia pari a:

$$S_{acc.} = k_0 * q = 0.53 * 5 = 2.65 \text{ kN/mq}$$



Spinta accidentale a tergo spalla

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 28 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

8.4 Azioni statiche e sismiche provenienti dall'impalcato

Per l'analisi dei carichi dell'impalcato si rimanda alla relazione specifica.

Di seguito vengono riportate le azioni puntuali, relative alle singole condizioni di carico provenienti dall'impalcato, ed agenti sulle sottostrutture:

TABLE: Joint Reactions												
Link		Peso travi PTR	PERM	Acc_enve		Vento		Sisma_inv_SLV			Res. pas.	
Text		N [kN]	N [kN]	N [kN]		N [kN]	Ty [kN]	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Tx [kN]	
1	SP1_sx	-4.97	-95.70	Max	89.02	-1.902	5.625	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.27	38.65	6.03	17.33
				Min	-112.69			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.44	11.59	20.12	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	7.65	11.59	6.03	
2	SP1_dx	-4.97	-95.70	Max	89.02	-5.229	5.625	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.27	38.65	6.03	17.33
				Min	-112.69			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.44	11.59	20.12	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	7.65	11.59	6.03	
3	P1_sx	-316.52	-445.07	Max	-127.07	-41.029	18.45	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.92	35.16	4.16	9.48
				Min	-127.07			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.97	10.54	13.89	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	19.98	10.54	4.16	
4	P1_dx	-316.52	-445.07	Max	-515.45	-111.357	18.45	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.92	35.16	4.16	9.48
				Min	-132.68			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.97	10.54	13.89	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	19.98	10.54	4.16	
5	P2_sx	-316.52	-445.07	Max	-127.07	-41.029	18.45	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.92	35.16	4.16	9.48
				Min	-515.45			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.97	10.54	13.89	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	19.98	10.54	4.16	
6	P2_dx	-316.52	-445.07	Max	-127.07	-111.357	18.45	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.92	35.16	4.16	9.48
				Min	-515.45			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.97	10.54	13.89	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	19.98	10.54	4.16	
7	SP2_sx	-4.97	-95.70	Max	89.02	-1.902	5.625	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.27	38.65	6.03	17.33
				Min	-112.69			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.44	11.59	20.12	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	7.65	11.59	6.03	
8	SP2_dx	-4.97	-95.70	Max	89.02	-5.229	5.625	Ex+0.3Ey+0.3Ez	7.27	38.65	6.03	17.33
				Min	-112.69			0.3Ex+Ey+0.3Ez	10.44	11.59	20.12	
								0.3Ex+0.3Ey+Ez	7.65	11.59	6.03	

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 29 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

8.5 Azioni sismiche

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S(\text{SLV}) = 1.5 \quad (\text{Cat. C})$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_S \cdot a_g = 1.5 \cdot 0.062 = 0.093$$

Essendo che la struttura in esame non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore:

$$\beta_m = 1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$(\text{SLV}) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.093 \quad \text{e} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.0465$$

L'inerzia sismica della struttura e dei permanenti portati viene valutata mediante coefficienti moltiplicativi dei pesi propri sopra descritti.

Le spinte delle terre, considerando l'opera una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 14.01.08), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come (vedere anche EC8):

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2 = 0.093 \cdot 19 \cdot 2.31^2 = 9.43 \text{ kN/m} \quad - \text{ Formula di Wood}$$

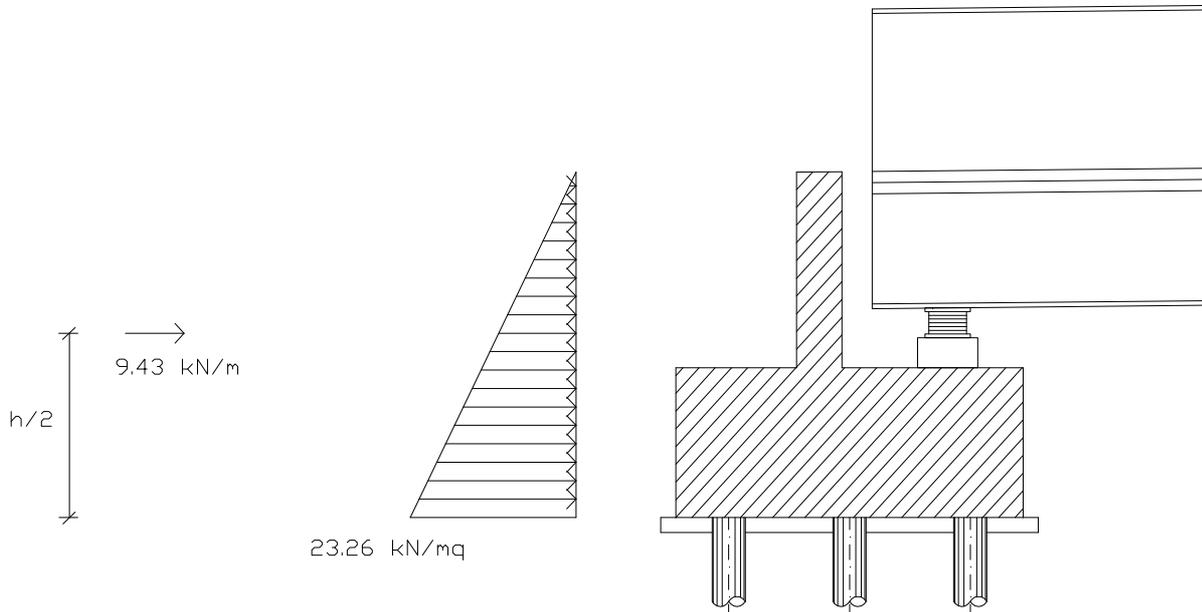
CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 30 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h/2$, con “htot” altezza dal piano di calpestio a quota magrone.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli:

- 1) $E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$
- 2) $0.3 \cdot E_x + E_y + 0.3 \cdot E_z$
- 3) $0.3 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + E_z$

L'incremento di spinta sismico così calcolato va a sommarsi alla spinta a riposo in condizioni statiche:



Spalla “1” - Incremento di spinta sismica+spinta statica a riposo

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 31 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

8.6 Azioni parassite dei vincoli

Per effetto degli spostamenti orizzontali dell'impalcato in corrispondenza degli appoggi scorrevoli dovuti a variazioni termiche, ritiro della soletta in c.a etc., si sviluppano azioni orizzontali di attrito, funzione delle caratteristiche degli appoggi impiegati.

A causa della tipologia di appoggio adottata le azioni parassite sono in realtà di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato e dalla rigidezza elastica dell'apparecchio.

Detta k la rigidezza orizzontale dell'isolatore, ΔT (30°) la variazione termica uniforme dell'impalcato, indicando con α il coeff. dilatazione termica e con "d" la distanza dell'appoggio dall'asse di simmetria longitudinale del viadotto (asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale $F_{res,passive}$ esercitata sul singolo appoggio:

$$F_{res,passive_appoggio_spalla\ A} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T) = 1090 \cdot 106/2 \cdot 0.00001 \cdot (30) = 17.33 \text{ kN}$$

$$F_{res,passive_appoggio_pile} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T) = 1090 \cdot (106/2 - 24) \cdot 0.00001 \cdot (30) = 9.48 \text{ kN}$$

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	32 di 68

9 QUADRO DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE

9.1 Combinazioni di carico statiche

Nella tabella seguente si riportano le combinazioni di carico impiegate per gli stati limite ultimi e di esercizio.

Combinazioni di carico 'Statiche'					
Combo	PP+SPINTE TER	PERM	ACC	VENTO	RES PAS
STR-1 (A1)	1.35	1.50	0.00	0.00	1.35
STR-2 (A1)	1.35	1.50	1.35	0.00	1.35
STR-3 (A1)	1.35	1.50	0.00	1.50	1.35
STR-4 (A1)	1.35	1.50	1.35	0.90	1.35
STR-5 (A1)	1.35	1.50	0.54	1.50	1.35
CAR-1(SLE)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
CAR-2(SLE)	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
CAR-3(SLE)	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00
CAR-4(SLE)	1.00	1.00	0.40	1.00	1.00
FREQ-1(SLE)	1.00	1.00	0.40	0.00	1.00
FREQ-2(SLE)	1.00	1.00	0.40	0.20	1.00
QP (SLE)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00

9.2 Combinazioni di carico sismiche

Nella tabella seguente si riportano le combinazioni di carico impiegate nel caso sismico per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e di danno (SLD).

Combinazioni di carico 'Sismiche'						
Combo	PP+SPINTE TER	PERM	Sisma long	Sisma trasv	Sisma vert.	RES PAS
SLV-X	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00
SLV-Y	1.00	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00
SLV-Z	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00
SLD-X	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00
SLD-Y	1.00	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00
SLD-Z	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00

Con 'X', 'Y' e 'Z' si sono indicate, rispettivamente, le direzioni longitudinale, trasversale e verticale.

9.3 Combinazioni di carico geotecniche

Per la verifica geotecnica delle sottostrutture si considerano le combinazioni seguenti:

Combinazioni di carico 'Geotecniche'					
Combo	PP+SPINTE TER	PERM	ACC	VENTO	RES PAS
GEO-1 (A2)	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00
GEO-2 (A2)	1.00	1.30	1.15	0.00	1.00
GEO-3 (A2)	1.00	1.30	0.00	1.30	1.00
GEO-4 (A2)	1.00	1.30	1.15	0.78	1.00
GEO-5 (A2)	1.00	1.30	0.46	1.30	1.00

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 33 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Per le verifiche strutturali si usa il seguente approccio:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

In cui:

A1, A2 sono le combinazioni indicate precedentemente

M1 e M2 i coefficiente parziali che si applicano ai parametri di resistenza del terreno:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.00

Per le verifiche strutturali i coefficienti parziali R1 e R2 sono unitari.

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc		A

10 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

10.1 Spalle e fondazioni

L'analisi dei carichi con le relative combinazioni vengono riportate nei capitoli precedenti.

10.1.1 Generalita'

Le spalle, in conglomerato cementizio armato completamente gettato in opera, sono del tipo passante (cordolo ubicato alla testa del rilevato di appoggio) e poggiano su fondazioni del tipo indiretto (micropali). Il cordolo di fondazione ha sezione trasversale rettangolare 230 cm × 100 cm e si sviluppa per 5.50 m lungo il piano appoggi e per circa 0.90 m a tergo del paraghiaia (cordoli di risvolto). Il tratto lungo il piano appoggi presenta all'estradosso 2 baggioli (di dimensioni in pianta 40 cm × 40 cm) per consentire il posizionamento degli apparecchi di appoggio. Il paraghiaia, di spessore costante pari a 30 cm, si innalza dalla testa dell'elevazione per un'altezza massima di 1.31 m. I muri di risvolto laterali, che garantiscono il contenimento del rilevato stradale a tergo spalla, presentano un'elevazione di spessore costante pari a 30 cm e un'altezza di 2.40 m. Il cordolo di fondazione, oltre che fungere da piano appoggi ha anche la funzione di trasferire i carichi della spalla alle fondazioni profonde di tipo indiretto: queste ultime sono realizzate con 21 micropali (diametro perforazione = 220 mm).

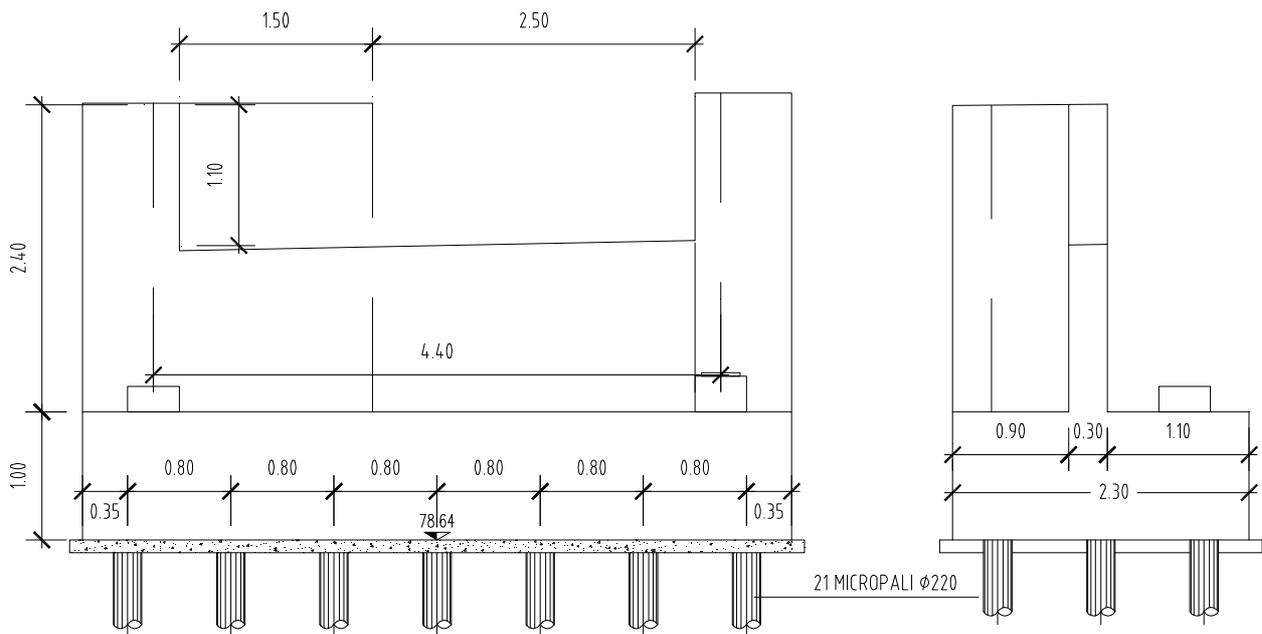


Fig.1 – Spalla: elevazione e fondazione

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 35 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Si riportano di seguito i carichi unitari di ciascuna azione elementare relativa agli impalcati di entrambe le carreggiate (vedi cap.8).

Il dettaglio numerico di ciascun contributo è riportato nel seguente capitolo (EQUILIBRIO GLOBALE).

AZIONI PERMANENTI

- g1 peso proprio delle strutture della spalla
 $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
- g2 carichi permanenti portati
 $N = 202 \text{ kN}$
peso proprio del terreno
 $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- g3 spinte delle terre
 $\phi_t = 28^\circ$ angolo d'attrito terreno
 $k_a = 0.53$ coefficiente di spinta a riposo

AZIONI VARIABILI

- q1 carichi mobili $N = 226 \text{ kN}$
 $M_{trav} = 0.0 \text{ kNm}$
- q1 carichi mobili a tergo della spalla
 $q = 2.65 \text{ kN/m}^2$

FORZE LONGITUDINALI STATICHE

- q7 resistenza passiva vincoli
 $F = 34.66 \text{ kN}$

FORZE ORIZZONTALI TRASVERSALI STATICHE

- q5 vento $F = 11.25 \text{ kN}; M = 7.5 \text{ kNm}$ (vento su impalcato)

AZIONI SISMICHE

- $a_g = 0.062 \text{ g}$ accelerazione sismica orizzontale attesa su sito di riferimento rigido
 $S = S_S * S_T = 1.50 * 1.00$ fattore legato al profilo stratigrafico di fondazione e topografico (Cat. C)

- $k_h = \beta_m * S (a_g/g) = 1.0 * 1.5 * 0.062 = 0.093$
Coefficiente sismico orizzontale ($\beta_m = 1$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima che per opere che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno è unitario)

- $k_v \approx \pm k_h = 0.0465$ Coefficiente sismico verticale

- q6,inerzia,h inerzia orizzontale masse strutturali delle spalla, rilevato
 $F = W * k_h$

- q6,imp,l inerzia sismica impalcato longitudinale

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	37 di 68

10.1.3 Sollecitazioni sul paraghiaia

Sollecitazioni

Sollecitazioni con combinazioni di carichi allo stato limite di esercizio

Peso specifico cls	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso specifico rilevato	γ_{fil}	19	kN/m^3
Angolo d'attrito rilevato	ϕ_{fil}	28	$^\circ$
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.531	
Sovraccarico accidentale a tergo	q	5	kN/m^2

		L	B	H	e_G
		m	m	m	m
a.2	Paraghiaia	0.3	5.5	1.31	0
Totale paraghiaia (ΣN^*1; ΣM^*1)					

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
54				
54				

b.1	Spinta terreno su muro
Totale spinta terreno	

B	H
m	m
5.5	1.31

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
	21	48		
	21	48		

d.1	Spinta accidentale su muro
Totale spinta accidentale	

B	H
m	m
5.5	1.31

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
	13	19		
	13	19		

(2)	Totale(a+b+d)
-----	----------------------

N	$M_{G,Long}$	T_{Long}	$M_{G,Trasv}$	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
54	33	67	0	0

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	38 di 68

Sollecitazioni con combinazioni di carichi allo stato limite ultimo (A1)

Peso specifico cls	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso specifico rilevato	γ_{ra}	19	kN/m^3
Angolo d'attrito rilevato	ϕ_{ra}	28	°
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.531	
Sovraccarico accidentale a tergo	q	5	kN/m^2

		L	B	H	e_G
		m	m	m	m
a.2	Paraghiaia	0.3	5.5	1.31	0
Totale paraghiaia (SN*1.35)					

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
54				
73				

b.1	Spinta terreno su muro
Totale spinta terreno ($\Sigma M^*1,35$; $\Sigma T^*1,35$)	

B	H
m	m
5.5	1.31

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
	21	48		
	28	64		

d.1	Spinta accidentale su muro
Totale spinta acc.le ($\Sigma M^*1,5$; $\Sigma T^*1,5$)	

B	H
m	m
5.5	1.31

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
	13	19		
	19	29		

(2)	Totale(a+b+d)
-----	----------------------

N	$M_{G,Long}$	T_{Long}	$M_{G,Trasv}$	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
73	47	93	0	0

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc		A
				39 di 68

Sollecitazioni con combinazioni di carichi in sismica

Peso specifico cls	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso specifico terreno	γ_{ri}	19	kN/m^3
Angolo d'attrito terreno	ϕ_{ri}	28	°
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.531	
Accelerazione sismica orizzontale k_h	$\beta_m S^* a_g/g$	0.093	
Accelerazione sismica verticale k_v	$0.5 \times k_h$	0.0465	

		L	B	H	e_g
		m	m	m	m
a.2	Paraghiaia	0.3	5.5	1.31	0
Totale paraghiaia ($\Sigma N^*1,0$; $\Sigma M^*1,0$)					

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
54	0			
54	0			

		L	B	H	e_g
		m	m	m	m
i.2	Inerzia paraghiaia	0.3	5.5	1.31	0.655
i.5	Inerzia Sovraccarico terreno	0.9	5.34	1.31	0.655
Totale inerzia paraghiaia					

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
3	3	5		
	7	11		
3	11	16		

s.1	Spinta terreno su para (F)
Totale spinta sismica ter.no (F+ΔF)	

B	H
m	m
5.5	1.31

N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
	32	64		
	32	64		

(1)	Tot. Perm.+Ex.+0.3*Ez
-----	-----------------------

N	$M_{G,Long}$	T_{Long}	$M_{G,Trasv}$	T_{Trasv}
kN	kNm	kN	kNm	kN
55	42	80	0	0

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	40 di 68

Riepilogo sollecitazioni

	N	MG,Long	TLong	MG,Trasv	TTrasv
	kN	kNm	kN	kNm	kN
Stato limite di esercizio	54	33	67	0	0
Stato limite ultimo (STR-A1)	73	47	93	0	0
Sisma	55	42	80	0	0

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 41 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Verifiche

Paraghiaia

Dimensioni in pianta spiccato muro

$B = 550 \text{ cm}$

$H = 30 \text{ cm}$

Armatura in zona tesa (A_f) e in zona compressa (A_f')

$A_f = 56.28 \text{ cm}^2$ (1 ϕ 16/20)

$A_f' = 31.64 \text{ cm}^2$ (1 ϕ 12/20)

Verifiche agli stati limite di esercizio

Sollecitazioni massime

$N = 54 \text{ kN}$

$M_I = 33 \text{ kNm}$

Verifiche delle tensioni di esercizio

$\sigma_c = 1.08 \text{ MPa}$

$\sigma_f = -33.79 \text{ MPa}$

Verifiche di fessurazione

Sezione non fessurata

Verifiche agli stati limite ultimi

$N = 73 \text{ kN}$

$M_I = 47 \text{ kNm}$

$H_I = 93 \text{ kN}$

Verifica a presso-flessione

$M_{lrd} = 560 \text{ kNm} > M_I = 47 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

$V_{sd} = 756 \text{ kN} > V_{Ed} = 93 \text{ kN}$

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 42 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Verifica a taglio

Elementi senza armatura trasversale a taglio

$$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \quad \mathbf{756.40} \quad \text{kN}$$

$$VEd = \quad \mathbf{93 \text{ kN}} \quad \boxed{\text{ok}}$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = \quad 1.898 \quad \leq 2$$

$$R_{ck} = \quad \mathbf{40} \quad \text{N/mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \quad 0.527 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \quad 33.2 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad 18.81 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \quad 0.00413 \quad \leq 0,02$$

$$\text{copriferro} = \quad \mathbf{52} \quad \text{mm}$$

$$d = \quad 248 \quad \text{mm}$$

$$H = \quad 300 \quad \text{mm}$$

$$b_w = \quad 5500 \quad \text{mm}$$

$$A_{sl} = \quad \mathbf{5628} \quad \text{mm}^2 \quad (1\phi 16/20)$$

$$N_{Ed} = \quad \mathbf{73} \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \quad 0.044 \quad \text{N/mm}^2 \quad \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	43 di 68

10.1.4 Sollecitazioni ad intradosso plinto

Per la verifica dei micropali e della fondazione occorre utilizzare le combinazioni di carico (SLE, A1, A2 e SISMA) come da Testo Unico. Di seguito di riportano le sollecitazioni baricentriche rispetto alla fondazione e alla quota di intradosso della stessa.

Sollecitazioni con combinazioni di carichi allo stato limite di esercizio (SLE)

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (COMBINAZIONE SLE)

Peso specifico cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso specifico terreno	γ_{fil}	19	kN/m ³
Angolo d'attrito terreno	ϕ_{fil}	28	°
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.531	
Sovraccarico accidentale a tergo	q	5	kN/m ²

	L	B	H	e_G	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
a.1 Plinto	0	0	0	0	0	0	0			
a.2 Muro frontale	2.3	5.5	1	2.05	2.05	316	648			
a.3 Paraghiaia	0.3	5.5	1.31	0.75	0.75	54	41			
a.5 Sovraccarico terreno	0.9	5.5	2.31	0.45	0.45	217	98			
Totale carpenteria spalla						588	787			

	B	H	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
b.1 Spinta terreno su muro	5.5	2.31		114	148		
b.2 Spinta terreno su plinto	0	2.31		0	0		
Totale spinta terreno				114	148		

	e_G	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
c.1 Permanenti impalcato (+Res. passive)	0.65	-0.5	202	131	35		
Tot. perm. imp.			202	166	35	0	

	B	H	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
d.1 Spinta accidentale su muro	5.5	2.31		39	34	6	6
d.2 Spinta accidentale su plinto	0	2.31		0	0		
Totale spinta accidentale				39	34	6	6

	L	B	e_G	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
e.1 Sovraccarico accidentale su spalla	0.9	5.5	0.45	0.45	25	11			
Totale sovraccarico accidentale					25	11			

	e_G	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
f.1 Accidentale impalcato (vento)	0.65	-0.5				19	11
f.11 Tot.e sovr.co acc.le (vento*0,6 + veicoli+frenatura)			226	147	0	11	7

	N	$M_{G,Long}$	T_{Long}	$M_{G,Trasv}$	T_{Trasv}
	kN	kNm	kN	kNm	kN
(1) Totale perm. +vento su imp. (a+b+c+f.1)	790	1066	183	19	11
(2) Totale massimo N(a+b+c+d+e+f.11)	1040	1263	216	18	12
(3) Totale massimo M (a+b+c+d+f.11)	1016	1252	216	18	12
(4) Totale minimo M (a+b+c+e)	814	1078	183	0	0

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	44 di 68

Sollecitazioni con combinazioni di carichi allo stato limite ultimo (STR-A1)

STATO LIMITE ULTIMO (COMBINAZIONE STR-A1)

Peso specifico cls	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso specifico terreno	γ_{nt}	19	kN/m^3
Angolo d'attrito terreno	ϕ_{nt}	28	°
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.531	
Sovraccarico accidentale a tergo	q	5	kN/m^2

	L	B	H	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
a.1 Plinto	0	0	0	0	0	0	0			
a.2 Muro frontale	2.3	5.5	1	2.05	2.05	316	648			
a.3 Paragliaia	0.3	5.5	1.31	0.75	0.75	54	41			
a.5 Sovraccarico terreno	0.9	5.5	2.31	0.45	0.45	217	98			
Totale carpenteria spalla ($\Sigma N^*1,0$; $\Sigma M^*1,0$)						588	787			

	B	H	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
b.1 Spinta terreno su muro	5.5	2.31		114	148		
b.2 Spinta terreno su plinto	0	2.31		0	0		
Totale spinta terreno ($\Sigma M^*1,3$; $\Sigma T^*1,3$)				148	192		

	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
c.1 Permanenti impalcato (+Res. passive)	0.65	-0.5	202	131	35	0	
Tot. perm. Imp. (ΣN^*1; ΣM^*1; $\Sigma T_{Long}^*1,3$)			202	176	45	0	

	B	H	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
d.1 Spinta accidentale su muro	5.5	2.31		39	34	10	8
d.2 Spinta accidentale su plinto	0	2.31		0	0		
Totale spinta acc.le ($\Sigma M^*1,5$; $\Sigma T^*1,5$)				58	51	14	12

	L	B	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
e.1 Sovraccarico accidentale su spalla	0.9	5.5	0.45	0.45	25	11			
Totale sovr.co acc.le ($\Sigma N^*1,5$; $\Sigma M^*1,5$)					37	17			

	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
f.1 Accidentale impalcato (vento*1,5)	0.65	-0.5				28	17
f.11 Tot. sovr.co acc.le (vento*0,9 + (ve.li+fren.)*1,5)			339	220	0	17	10

	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	kN	kNm	kN	kNm	kN
(1) Totale perm. +vento su imp. (a+b+c+f.1)	790	1111	237	28	17
(2) Totale massimo N(a+b+c+d+e+f.11)	1166	1406	288	31	23
(3) Totale massimo M (a+b+c+d+f.11)	1129	1390	288	31	23
(4) Totale minimo M (a+b+c+e)	827	1128	237	0	0

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	45 di 68

Sollecitazioni con combinazioni di carichi allo stato limite ultimo (GEO-A2)

STATO LIMITE ULTIMO (COMBINAZIONE GEO-A2)

Peso specifico cls	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso specifico terreno	γ_{ri}	19	kN/m^3
Angolo d'attrito terreno ridotto (M2)	ϕ_{ri}	23.04	°
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.609	
Sovraccarico accidentale a tergo	q	5	kN/m^2

	L	B	H	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
a.1 Plinto	0	0	0	0	0	0	0			
a.2 Muro frontale	2.3	5.5	1	2.05	2.05	316	648			
a.3 Paragliaia	0.3	5.5	1.31	0.75	0.75	54	41			
a.5 Sovraccarico terreno	0.9	5.5	2.31	0.45	0.45	217	98			
Totale carpenteria spalla ($\Sigma N^{*1,0}$; $\Sigma M^{*1,0}$)						588	787			

	B	H	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
b.1 Spinta terreno su muro	5.5	2.31	131	170			
b.2 Spinta terreno su plinto	0	2.31	0	0			
Totale spinta terreno ($\Sigma M^{*1,0}$; $\Sigma T^{*1,0}$)			131	170			

	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
c.1 Permanenti impalcato (+Res. passive)	0.65	-0.5	202	131	35	0	
Tot. perm. Imp. ($\Sigma N^{*1,0}$; $\Sigma M^{*1,0}$; $\Sigma T_{Long}^{*1,3}$)			202	176	45	0	

	B	H	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
d.1 Spinta accidentale su muro	5.5	2.31	45	39	6	6	
d.2 Spinta accidentale su plinto	0	2.31	0	0			
Totale spinta acc.le ($\Sigma M^{*1,3}$; $\Sigma T^{*1,3}$)			58	50	8	7	

	L	B	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
e.1 Sovraccarico accidentale su spalla	0.9	5.5	0.45	0.45	25	11			
Totale sovr.co acc.le ($\Sigma N^{*1,3}$; $\Sigma M^{*1,3}$)					28	13			

	e_g	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
f.1 Accidentale impalcato (vento*1,3)	0.65	-0.5				44	15
f.1.1 Tot. sovr.co acc.le (vento*1,3 +(ve.li+fren.)*1,3)			294	191	0	24	15

	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	kN	kNm	kN	kNm	kN
(1) Totale perm. +vento su imp. (a+b+c+f.1)	790	1094	215	44	15
(2) Totale massimo N(a+b+c+d+e+f.1.1)	1112	1355	265	33	22
(3) Totale massimo M (a+b+c+d+f.1.1)	1083	1343	265	33	22
(4) Totale minimo M (a+b+c+e)	818	1106	215	0	0

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	46 di 68

Sollecitazioni con combinazioni di carichi in sismica (SLV)

STATO LIMITE ULTIMO (COMBINAZIONE SISMICA)

Peso specifico cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso specifico terreno	γ_{nt}	19	kN/m ³
Angolo d'attrito rilevato	ϕ_{rl}	28	°
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.531	
Accelerazione sismica orizzontale k_h	$\beta_m S^* a_g/g$	0.093	
Accelerazione sismica verticale k_v	$0.5 \times k_h$	0.0465	
Accelerazione sismica long k_h (inerzia impal.)	$S_{Hd}(T)$	0	
Accelerazione sismica trasv. k_h (inerzia impal.)	$S_{Hd}(T)$	0	
Accelerazione sismica verticale. k_v (inerzia impal.)	$S_{vd}(T)$	0	
Coefficiente di spinta statica + dinamica	kas	0.39	

	L	B	H	e_G	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
a.1 Plinto	0	0	0	0	0	0	0			
a.2 Muro frontale	2.3	5.5	1	2.05	2.05	316	648			
a.3 Paraghiaia	0.3	5.5	1.31	0.75	0.75	54	41			
a.5 Sovraccarico terreno	0.9	5.5	2.31	0.45	0.45	217	98			
Totale carpenteria spalla						588	787			

	L	B	H	e_G	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
i.1 Inerzia Plinto	0	0	0	0	0	0	0	0	0
i.2 Inerzia Muro frontale	2.3	5.5	1	0.5	15	45	29	15	29
i.3 Inerzia Paraghiaia	0.3	5.5	1.31	1.655	3	10	5	8	5
i.5 Inerzia Sovraccarico terreno	0.9	5.5	2.31	1.155	10	28	20	23	20
Totale carpenteria spalla					27	83	55	46	55

	e_G	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
i.6 Inerzia perm. impalcato (rif. Appoggi)	0.65	-0.5	15	117	77	12	12
Totale inerzia impalcato			15	117	77	12	12

	L	B	H	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
s.1 Spinta terreno su muro (F1)	0.9	5.5	2.31	174	200	3	4	
s.2 Spinta terreno su plinto (F2)		0	2.31	0	0			
Totale spinta terreno (F=F1+F2)				174	200		3	4
Totale spinta sismica ter.no								

	e_G	e_o	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	m	m	kN	kNm	kN	kNm	kN
c.1 Permanenti impalcato (rif. Appoggi)	2.7	2.7	202	545	0	0	0
Totale permanente impalcato			202	545		0	0

	N	M_G	T_{Long}	M_{Trasv}	T_{Trasv}
	kN	kNm	kN	kNm	kN
(1) Tot. Perm.+ Ex.+0.3*Ey+0.3*Ez	821	1705	332	18	20
(2) Tot. Perm.+ 0.3*Ex.+Ey+0.3*Ez	821	1566	239	62	71
(3) Tot. Perm.+ 0.3*Ex.+0.3Ey+Ez	831	1566	239	18	20

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	47 di 68

Riepilogo sollecitazioni

SOLLECITAZIONI BARICENTRO INTRADOSSO FONDAZIONE PER VERIFICHE SPALLA

	N	M_{G,Long}	T_{Long}	M_{G,Trasv}	T_{Trasv}
	kN	kNm	kN	kNm	kN
Stato limite di esercizio	789.54	1066.46	182.58	18.75	11.25
	1040.29	1263.43	216.28	17.62	12.26
	1015.54	1252.29	216.28	17.62	12.26
	814.29	1077.60	182.58	0.00	0.00
Stato limite ultimo (STR-A1)	789.54	1111.03	237.35	28.13	16.88
	1165.67	1406.47	287.90	31.21	22.53
	1128.54	1389.77	287.90	31.21	22.53
	826.67	1127.74	237.35	0.00	0.00
Stato limite ultimo (GEO-A2)	789.54	1093.63	214.75	43.53	14.63
	1111.81	1355.46	265.01	32.66	21.79
	1083.34	1342.65	265.01	32.66	21.79
	818.01	1106.43	214.75	0.00	0.00
Sisma	821.23	1705.29	331.72	17.53	20.01
	821.23	1565.65	239.36	61.69	70.94

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 48 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Verifiche fondazione

In accordo con le sollecitazioni riportate al paragrafo precedente si riporta la verifica della fondazione della spalla. Si effettua la verifica della sezione considerando il momento flettente massimo longitudinale combinato con il corrispondente momento trasversale. Mentre non viene effettuata la verifica con il momento trasversale massimo, poiché la struttura ha rigidità in direzione trasversale molto elevata e quindi tale verifica risulta superflua.

Dimensioni in pianta spiccato cordolo

$$B = 550 \text{ cm}$$

$$H = 230 \text{ cm}$$

Armatura in zona tesa (A_f) e in zona compressa (A_f')

$$A_f = 87.92 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad y = 6.40 \text{ cm}$$

$$A_f' = 87.92 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad y = 223.6 \text{ cm}$$

Verifiche agli stati limite di esercizio

Sollecitazioni massime

$$N = 1040.29 \text{ kN}$$

$$M_I = 1263.43 \text{ kNm}$$

$$M_t = 17.62 \text{ kNm}$$

Verifiche delle tensioni di esercizio

$$\sigma_c = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = -17.59 \text{ MPa}$$

Verifiche di fessurazione

La sezione non si fessura.

Verifiche agli stati limite ultimi

$$N = 1165.67 \text{ kN}$$

$$M_I = 1406.47 \text{ kNm}$$

$$M_t = 31.21 \text{ kNm}$$

$$H_I = 331.72 \text{ kN}$$

$$H_t = 20.01 \text{ kN}$$

Verifica a presso-flessione

$$M_{Ird} = 9335 \text{ kNm} > M_I = 1406.47 \text{ kNm}$$

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 49 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

$$M_{trd} = 176 \text{ kNm} > M_t = 31.21 \text{ kNm}$$

Verifica a taglio

$$V_{sd} = \sqrt{(H_l^2 + H_t^2)} = \sqrt{(331.72^2 + 20.01^2)} = 332.33 \text{ kN}$$

Elementi senza armatura trasversale a taglio

$$V_{Rd} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \quad \mathbf{2452.22} \quad \text{kN}$$

$$V_{Ed} = \quad \mathbf{332.33} \quad \text{kN} \quad \boxed{\text{ok}}$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = \quad 1.299 \quad \leq 2$$

$$R_{ck} = \quad \mathbf{30} \quad \text{N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \quad 0.258 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \quad 24.9 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad 14.11 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \quad 0.00071 \quad \leq 0,02$$

$$\text{copriferro} = \quad \mathbf{56} \quad \text{mm}$$

$$d = \quad 2244 \quad \text{mm}$$

$$H = \quad \mathbf{2300} \quad \text{mm}$$

$$b_w = \quad 5500 \quad \text{mm}$$

$$A_{sl} = \quad \mathbf{8792} \quad \text{mm}^2 \quad (1\phi 20/20)$$

$$N_{Ed} = \quad \mathbf{821.23} \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \quad 0.065 \quad \text{N/mm}^2 \quad \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 50 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

10.2 Pile e fondazioni

L'analisi dei carichi con le relative combinazioni vengono riportate nei capitoli precedenti.

10.2.1 Generalita'

La pila in esame, realizzata in cemento armato ordinario, presenta un fusto circolare avente diametro pari a 0.60 m. (v. figure seguenti).

La fondazione delle pile è del tipo profonda, realizzata su micropali trivellati \varnothing 220 mm, disposti come indicato nella figure seguenti. La piastra di fondazione in c.a., avente forma in pianta rettangolare, ha dimensioni 5.95x2.30 m e altezza da 1.00 m.

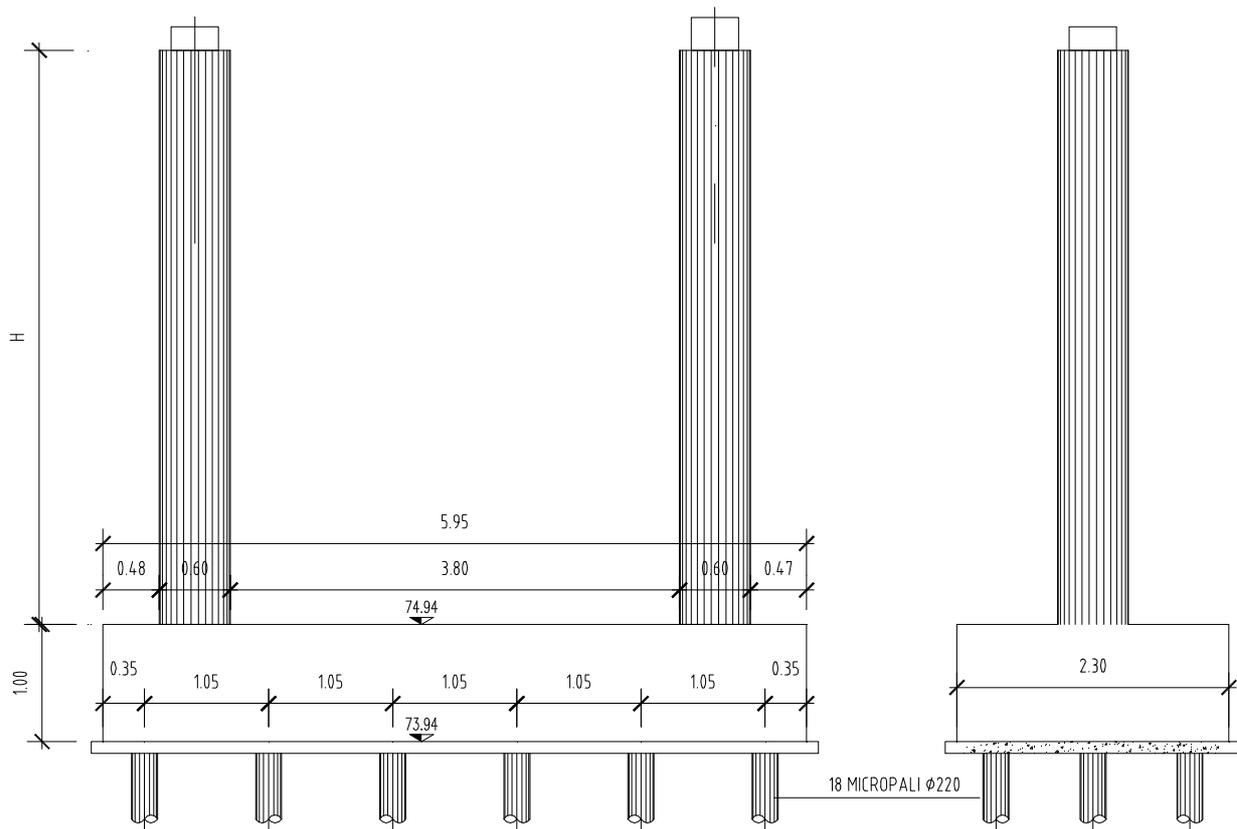


Fig. 1. – Pila : elevazione e fondazione su micropali

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	51 di 68

10.2.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo viene presentato nel cap. 7 della presente.

10.2.3 Calcolo delle sollecitazioni pile

Di seguito si riporta il riepilogo delle sollecitazioni provenienti dal modello di calcolo.

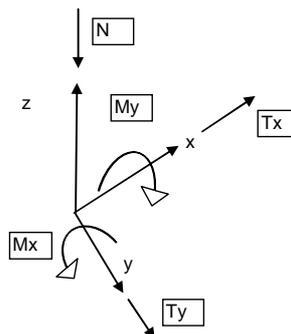
Tali sollecitazioni sono riferite allo spiccato di uno dei due fusti che costituiscono la pila 1 e relative alla combinazioni di carico esaminate nel capitolo specifico:

Sollecitazioni spiccato fusto pila:

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	Tx	Ty	N	My	Mx	
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	
P1	341	STR-1	Max	2.62	0.09	1159.70	-0.63	19.14
	341	STR-2	Max	4.93	0.09	1855.54	-0.61	35.95
	341	STR-2	Min	1.99	0.08	1331.24	-0.66	14.52
	341	STR-3	Max	2.87	27.75	1326.73	-197.02	20.92
	341	STR-3	Min	2.87	27.75	1326.73	-197.02	20.92
	341	STR-4	Max	5.07	16.69	1955.76	-118.45	37.02
	341	STR-4	Min	2.14	16.68	1431.46	-118.49	15.59
	341	STR-5	Max	3.79	27.75	1605.07	-197.01	27.65
	341	STR-5	Min	2.61	27.75	1395.35	-197.03	19.07
	341	CAR-1	Max	3.53	0.07	1325.02	-0.45	25.80
	341	CAR-1	Min	1.36	0.06	936.65	-0.49	9.92
	341	CAR-2	Max	1.99	18.51	920.94	-131.39	14.54
	341	CAR-2	Min	1.99	18.51	920.94	-131.39	14.54
	341	CAR-3	Max	3.63	11.13	1391.84	-79.01	26.51
	341	CAR-3	Min	1.46	11.13	1003.46	-79.04	10.64
	341	CAR-4	Max	2.67	18.51	1127.12	-131.39	19.52
	341	CAR-4	Min	1.80	18.50	971.77	-131.40	13.17
	341	FR-1	Max	2.51	0.07	1015.76	-0.46	18.33
	341	FR-1	Min	1.64	0.06	860.41	-0.48	11.98
	341	FR-2	Max	1.86	3.75	831.86	-26.65	13.59
	341	FR-2	Min	1.86	3.75	831.86	-26.65	13.59
	341	QP	Max	1.83	0.06	809.58	-0.47	13.35
	341	SLV-X	Max	44.53	4.31	810.75	29.65	87.45
	341	SLV-X	Min	-23.26	-4.11	800.47	-28.86	-158.22
	341	SLV-Y	Max	20.79	14.14	813.93	98.01	1.43
	341	SLV-Y	Min	0.48	-13.95	797.29	-97.22	-72.20
	341	SLV-Z	Max	20.79	4.31	811.33	29.65	1.43
	341	SLV-Z	Min	0.48	-4.11	799.90	-28.86	-72.21

Convenzioni Azioni:

- Tx azione longitudinale allo spiccato pila
- Ty azione trasversale allo spiccato pila
- N sforzo normale (+ verso il basso)
- Mx momento la cui direzione è ortogonale al piano xz
- My momento la cui direzione è ortogonale al piano yz



CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	52 di 68

Per ottenere le sollecitazioni ad intradosso plinto di fondazione occorre sommare alle sollecitazioni provenienti da entrambi i fusti che costituiscono la pila il peso del plinto, il peso del terreno di ricoprimento e il momento di trasporto prodotto dal taglio allo spiccato.

Pertanto otteniamo le seguenti sollecitazioni ad intradosso plinto necessarie per il dimensionamento del plinto stesso:

Sollecitazioni ad intradosso plinto di fondazione pila:

PESO PLINTO P1

L= 2.3 m
 B= 5.95 m
 Hplinto= 1 m
 Hrinterro= 0.5 m
 N_{plinto}= 342.125 kN
 N_{rinterro}= 124.6 kN

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	Tx KN	Ty KN	N KN	My KN-m	Mx KN-m	
P1	167	STR-1	Max	-17.79	0.00	2786.08	0.00	-142.50
	167	STR-2	Max	-13.18	0.01	4177.76	317.84	-104.28
	167	STR-2	Min	-19.05	0.00	3129.15	-639.60	-153.02
	167	STR-3	Max	-17.23	55.32	3014.66	-569.54	-137.86
	167	STR-3	Min	-17.23	55.32	3014.66	-569.54	-137.86
	167	STR-4	Max	-12.85	33.20	4314.91	-23.88	-101.49
	167	STR-4	Min	-18.72	33.19	3266.30	-981.32	-150.23
	167	STR-5	Max	-15.39	55.33	3571.33	-442.40	-122.57
	167	STR-5	Min	-17.73	55.32	3151.89	-825.38	-142.07
	167	CAR-1	Max	-9.99	0.01	3116.75	235.44	-79.13
	167	CAR-1	Min	-14.34	0.00	2340.00	-473.78	-115.23
	167	CAR-2	Max	-13.03	36.88	2238.26	-379.69	-104.35
	167	CAR-2	Min	-13.03	36.88	2238.26	-379.69	-104.35
	167	CAR-3	Max	-9.77	22.14	3208.18	7.62	-77.28
	167	CAR-3	Min	-14.12	22.13	2431.43	-701.59	-113.38
	167	CAR-4	Max	-11.67	36.88	2650.61	-285.52	-93.03
	167	CAR-4	Min	-13.41	36.88	2339.91	-569.20	-107.47
	167	FR-1	Max	-12.04	0.00	2498.22	94.18	-96.12
	167	FR-1	Min	-13.78	0.00	2187.52	-189.51	-110.56
	167	FR-2	Max	-13.33	7.38	2116.35	-75.94	-106.83
	167	QP	Max	-13.40	0.00	2085.87	0.00	-107.45
	167	GEO-1	Max	-12.79	0.00	2352.91	0.00	-102.35
	167	GEO-2	Max	-8.87	0.01	3538.42	270.76	-69.78
	167	GEO-2	Min	-13.87	0.00	2645.16	-544.84	-111.30
	167	GEO-3	Max	-12.30	47.95	2551.01	-493.60	-98.33
	167	GEO-3	Min	-12.30	47.95	2551.01	-493.60	-98.33
	167	GEO-4	Max	-8.57	28.77	3657.28	-25.40	-67.37
	167	GEO-4	Min	-13.58	28.76	2764.02	-841.00	-108.89
	167	GEO-5	Max	-10.73	47.95	3025.21	-385.30	-85.30
	167	GEO-5	Min	-12.74	47.94	2667.91	-711.54	-101.91
	167	SLV-X	Max	71.83	8.42	2087.62	77.59	184.51
	167	SLV-X	Min	-63.75	-8.42	2069.48	-77.59	-442.40
	167	SLV-Y	Max	24.36	28.09	2082.50	258.88	-35.00
	167	SLV-Y	Min	-16.28	-28.09	2074.60	-258.88	-222.89
	167	SLV-Z	Max	24.36	8.42	2088.90	77.59	-34.99
	167	SLV-Z	Min	-16.28	-8.42	2068.19	-77.59	-222.90

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 53 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

10.2.4 Criteri di verifica delle pile

21.2.4.1 Plinto di fondazione su micropali

Il calcolo del plinto di fondazione della pila P1 viene effettuata facendo riferimento alle azioni trasmesse dai micropali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita.

La verifica della platea è stata condotta longitudinalmente alla fondazione modellandola come una mensola incastrata al fusto pila caricata con un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, del plinto e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli micropali.

La verifica della platea è stata condotta trasversalmente alla fondazione modellandola come una trave appoggiata ai due fusti pila caricata con un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, del plinto e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli micropali.

Schematizzati i modelli, si calcolano il momento ed il taglio massimo, sui quali vengono condotte le verifiche a flessione e a taglio.

21.2.4.2 Spiccato fusto pila

Allo stato limite ultimo, la verifica a pressoflessione è condotta confrontando il momento flettente sollecitante sia longitudinale $M_{x,Sd}$ che trasversale $M_{y,Sd}$ (derivante dall'analisi) ed il momento resistente sia longitudinale $M_{x,Rd}$ che trasversale $M_{y,Rd}$ della sezione.

Nella valutazione del momento flettente sollecitante, si è tenuto conto sia degli effetti del secondo ordine sia di eventuali imperfezioni costruttive, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della pila. In particolare, si è fatto riferimento ad uno schema semplificato di colonna modello per cui l'eccentricità totale attribuita alla sezione più sollecitata è pari a:

$$e_{tot,x} = e_{0,x} + e_{a,x} + e_{2,x}$$

$$e_{tot,y} = e_{0,y} + e_{a,y} + e_{2,y}$$

dove:

$e_{0,x}$ è l'eccentricità del primo ordine pari a M_x/N in direzione longitudinale e $e_{0,y}$ è l'eccentricità del primo ordine pari a M_y/N in direzione trasversale;

M_x è il momento agente in direzione longitudinale del primo ordine;

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 54 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

M_y è il momento agente in direzione trasversale del primo ordine;

N è la forza assiale agente;

$e_{a,x}$; $e_{a,y}$ sono le eccentricità aggiuntive dovute ad eventuali imperfezioni costruttive, assunte pari a $l_0/400$ (avendo indicato con l_0 la lunghezza libera di inflessione nella direzione considerata);

$e_{2,x}$; $e_{2,y}$ sono le eccentricità del secondo ordine determinate in funzione della curvatura $1/r$ nella sezione critica alla base secondo il metodo della colonna modello.

In via approssimata gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite:

$$\lambda_{lim} = 15.4 \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

Dove

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale dimensionale

$C = 1.7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0.7 \leq C \leq 2.7$)

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i$$

Dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Nel nostro caso abbiamo ($R_{ck} = 40$ MPa):

	OutputCase Text	N KN	λ_x	λ_{lim}
P1	STR-1	1159.70	92.00	17.7
P1	STR-2	1855.54	92.00	14.0
	STR-2	1331.24	92.00	16.5
P1	STR-3	1326.73	92.00	16.6
	STR-3	1326.73	92.00	16.6
P1	STR-4	1955.76	92.00	13.6
	STR-4	1431.46	92.00	16.0
P1	STR-5	1605.07	92.00	15.1
	STR-5	1395.35	92.00	16.2

<i>CCT</i>	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 55 di 68
-------------------	------------------	---	-----------	--------------------

Pertanto occorre calcolare le eccentricità del 2° ordine con il metodo della colonna modello.

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc		A 56 di 68

10.2.5 Verifica del fusto pila

In accordo con le sollecitazioni più gravose riportate al paragrafo precedente, si riporta la verifica del fusto della pila secondo le modalità descritte nel par. 21.2.4.2.

Dimensioni in pianta spiccato fusto pila

$\Phi = 60$ cm; Armatura longitudinale 10 ϕ 20 copriferro 5.2 cm; armatura trasversale 1 ϕ 12/20

Verifiche agli stati limite di esercizio

	OutputCase Text	CaseType Text	Sollecitazioni esterne					tensioni	
			Tx KN	Ty KN	N KN	My KN-m	Mx KN-m	σ_c (MPa)	σ_f (MPa)
P1	CAR-1	Max	3.53	0.07	1325.02	-0.45	25.80	4.03	48.81
	CAR-1	Min	1.36	0.06	936.65	-0.49	9.92	2.84	38.15
P1	CAR-2	Max	1.99	18.51	920.94	-131.39	14.54	2.79	-19.07
	CAR-2	Min	1.99	18.51	920.94	-131.39	14.54	2.79	-19.07
P1	CAR-3	Max	3.63	11.13	1391.84	-79.01	26.51	4.22	26.41
	CAR-3	Min	1.46	11.13	1003.46	-79.04	10.64	3.04	8.97
P1	CAR-4	Max	2.67	18.51	1127.12	-131.39	19.52	3.42	-9.69
	CAR-4	Min	1.80	18.50	971.77	-131.40	13.17	2.95	-16.76

Verifiche agli stati limite di apertura fessure

	OutputCase Text	CaseType Text	Sollecitazioni esterne					fessure	
			Tx KN	Ty KN	N KN	My KN-m	Mx KN-m	wk (mm)	
P1	QP	Max	1.83	0.06	809.58	-0.47	13.35	0.00	0.00
P1	FR-1	Max	2.51	0.07	1015.76	-0.46	18.33	0.00	
	FR-1	Min	1.64	0.06	860.41	-0.48	11.98	0.00	
P1	FR-2	Max	1.86	3.75	831.86	-26.65	13.59	0.00	
	FR-2	Min	1.86	3.75	831.86	-26.65	13.59	0.00	

Verifiche agli stati limite ultimi

	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	Sollecitazioni esterne					ecc. 1° ordine		ecc. imperf.		ecc. 2° ordine		ecc. tot.	
				Tx KN	Ty KN	N KN	My KN-m	Mx KN-m	eox (m)	eoy (m)	eax (m)	eay (m)	e2x (m)	e2y (m)	ex,tot	ey,tot
				P1	167	STR-1	Max	2.62	0.09	1159.70	-0.63	19.14	0.02	0.00	0.02	0.02
P1	167	STR-2	Max	4.93	0.09	1855.54	-0.61	35.95	0.02	0.00	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.06	0.04
		STR-2	Min	1.99	0.08	1331.24	-0.66	14.52	0.01	0.00	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.05	0.04
P1	167	STR-3	Max	2.87	27.75	1326.73	-197.02	20.92	0.02	0.15	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.05	0.19
		STR-3	Min	2.87	27.75	1326.73	-197.02	20.92	0.02	0.15	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.05	0.19
P1	167	STR-4	Max	5.07	16.69	1955.76	-118.45	37.02	0.02	0.06	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.06	0.10
		STR-4	Min	2.14	16.68	1431.46	-118.49	15.59	0.01	0.08	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.05	0.12
P1	167	STR-5	Max	3.79	27.75	1605.07	-197.01	27.65	0.02	0.12	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.06	0.16
		STR-5	Min	2.61	27.75	1395.35	-197.03	19.07	0.01	0.14	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.05	0.18

CCT	Doc. N. C4113		CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc										REV. A	FOGLIO 57 di 68

P1	167	SLV-X	Max	44.53	4.31	810.75	29.65	87.45	0.11	0.04	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.15	0.08
		SLV-X	Min	-23.26	-4.11	800.47	-28.86	-158.22	0.20	0.04	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.24	0.07
P1	167	SLV-Y	Max	20.79	14.14	813.93	98.01	1.43	0.00	0.12	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.04	0.16
		SLV-Y	Min	0.48	-13.95	797.29	-97.22	-72.20	0.09	0.12	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.13	0.16
P1	167	SLV-Z	Max	20.794	4.306	811.325	29.6516	1.4341	0.00	0.04	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.04	0.08
		SLV-Z	Min	0.476	-4.113	799.895	-28.8583	-72.2059	0.09	0.04	0.02	0.02	0.0215	0.0215	0.13	0.07

	Soll. verifica			Soll. Resistenti		
	Nsd (kN)	Mxsd,tot (kNm)	Mysd,tot (kNm)	Nrd (kN)	Mx,rd (kNm)	My,rd (kNm)
P1	1159.70	64.08	45.57	1159.70	356.56	253.94

P1	1855.54	107.85	72.52	1855.54	396.24	266.78
	1331.24	66.10	52.24	1331.24	354.97	280.08

P1	1326.73	72.33	248.43	1326.73	126.75	434.09
	1326.73	72.33	248.43	1326.73	126.75	434.09

P1	1955.76	112.81	194.23	1955.76	240.80	419.09
	1431.46	71.06	173.96	1431.46	174.96	423.88

P1	1605.07	89.84	259.21	1605.07	152.96	441.15
	1395.35	73.14	251.10	1395.35	127.28	438.37

P1	810.75	118.86	61.07	810.75	354.88	182.89
	800.47	189.24	59.88	800.47	380.96	120.13

P1	813.93	32.97	129.55	813.93	98.29	386.38
	797.29	103.09	128.11	797.29	248.86	312.29

P1	811.33	32.87	61.09	811.33	188.45	352.32
	799.90	103.20	59.85	799.90	343.87	199.24

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	58 di 68

Verifica a taglio con armature trasversali resistenti

$$V_{sd} = \sqrt{(T_x^2 + T_y^2)} = 44.75 \text{ kN}$$

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
Rck =	40	fywk =	450
fck =	33.20	fywd =	391.3
fcd =	18.81		
fctd =	1.45		
Sezione da verificare			
Copriferro staffe		52	mm
Larghezza netta resistente a taglio		422	mm
Diametro staffe		12	(1spφ12/200)
Bracci		2	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		1.13	cm ² /m
cotgα	α=	90.00 °	0.00
cotgθ	θ=	45.00 °	1.00
Verifiche allo s.l.u. per taglio			VR,d > VEd
Taglio di calcolo V_{Ed}			44.75 kN
V _{rcd}			817.49 kN
V _{rsd}			182.41 kN
VRd=min[V_{rcd};V_{rsd}]			182.41 kN
ok			

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 59 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

10.2.6 Verifica del plinto di fondazione su micropali

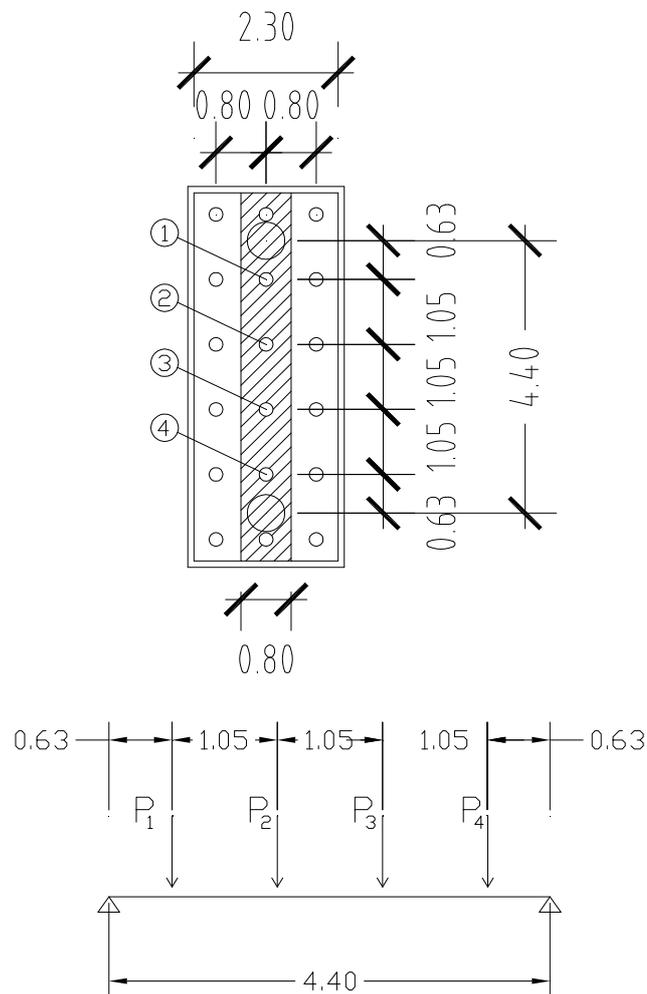
La fondazione è costituita da un plinto rettangolare di dimensioni 5.95x2.30 m ed altezza 1.0 m, che fonda su 18 micropali ($\Phi 220$) disposti secondo una maglia 0.80 x 1.05 m.

Il fusto pila ha una sezione circolare di diametro pari a 0.60 m.

Per le modalità di calcolo si veda il par. 21.2.4.1.

Le figure seguenti illustrano gli schemi statici utilizzati:

Schema statico per verifica trasversale del plinto – trave appoggiata



SLU

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 261.40 \text{ kN}$$

SLE-CAR

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 194.50 \text{ kN}$$

SLE-QP

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 138.27 \text{ kN}$$

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 60 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

SLE-FR

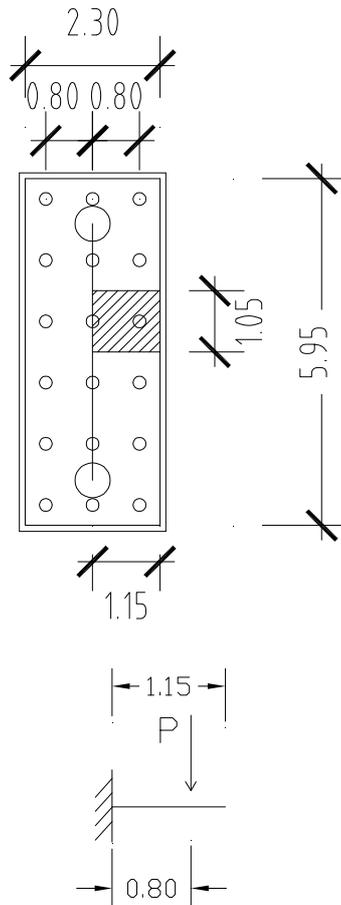
$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 156.68 \text{ kN}$$

SOLLECITAZIONI

$$M = P_1 * 0.63 + P_2 * (0.63 + 1.05) - 1/8 * (P_{\text{plinto}} + P_{\text{terreno}}) * 4.4^2$$

$$T = P_1 + P_2 - 1/2 * (P_{\text{plinto}} + P_{\text{terreno}}) * 4.4$$

Schema statico per verifica longitudinale del plinto – mensola



SLU

$$P = 261.40 \text{ kN}$$

SLE-CAR

$$P = 194.50 \text{ kN}$$

SLE-OP

$$P = 138.27 \text{ kN}$$

SLE-FR

$$P = 156.68 \text{ kN}$$

<i>CCT</i>	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 61 di 68
-------------------	------------------	---	-----------	--------------------

SOLLECITAZIONI

$$M=P*0.80-1/2*(P_{plinto}+P_{terreno})*(1.15)^2$$

$$T=P-(P_{plinto}+P_{terreno})*(1.15)$$

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	62 di 68

Verifica dell'armatura in direzione longitudinale – schema a mensola

VERIFICHE

Geometria ed armatura

B (cm)	H (cm)	Armatura tesa				Armatura compressa				PERC. % Arm. Tesa
		n. ferri	ϕ ferri (mm)	Af (cmq)	c (cm)	n. ferri	ϕ ferri (mm)	Af (cmq)	c (cm)	
80	100	4	24	18.09	7.60	4	5	0.79	6.25	0.23
		0	0	0.00	8.80	0	0	0.00	0.00	

Stato limite ultimo

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	Nsd (kN)	Tx (kN)	My,sd (kN)	Nrd (kN)	My,rd (kNm)
SLU	0	462.08	537.04	0.00	666.81

Stato tensionale

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	N (kN)	Mx (kN)	σ_c (MPa)	σ_f (MPa)
SLE-CAR	0	131.65	1.16	-65.78

Verifica a fessurazione

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	N (kN)	Mx (kN)	wk (mm)
SLE-QP	0	86.66	0.04
SLE-FR	0	101.39	0.04

Verifica dell'armatura in direzione trasversale – schema a trave appoggiata

VERIFICHE

Geometria ed armatura

B (cm)	H (cm)	Armatura tesa				Armatura compressa				PERC. % Arm. Tesa
		n. ferri	ϕ ferri (mm)	Af (cmq)	c (cm)	n. ferri	ϕ ferri (mm)	Af (cmq)	c (cm)	
105	100	5	24	22.61	5.20	5	20	15.70	5.00	0.22
		0	0	0.00	8.80	0	0	0.00	0.00	

Stato limite ultimo

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	Nsd (kN)	Ty (kN)	Mx,sd (kN)	Nrd (kN)	Mx,rd (kNm)
SLU	0	219.74	185.17	0.00	861.74

Stato tensionale

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	N (kN)	My (kN)	σ_c (MPa)	σ_f (MPa)
SLE-CAR	0	382.50	4.59	-247.71

Verifica a fessurazione

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	N (kN)	My (kN)	wk (mm)
SLE-QP	0	252.61	0.16
SLE-FR	0	295.14	0.19

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 63 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Verifica a taglio in direzione longitudinale

Elementi senza armatura trasversale a taglio

$$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \quad \mathbf{316.52} \quad \text{kN}$$

$$VEd = \quad \mathbf{219.74} \quad \text{kN} \quad \boxed{\text{ok}}$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = \quad 1.456 \quad \leq 2$$

$$R_{ck} = \quad \mathbf{30} \quad \text{N/mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \quad 0.307 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \quad 24.9 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad 14.11 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \quad 0.00224 \quad \leq 0,02$$

$$\text{copriferro} = \quad \mathbf{40} \quad \text{mm}$$

$$d = \quad 960 \quad \text{mm}$$

$$H = \quad \mathbf{1000} \quad \text{mm}$$

$$b_w = \quad \mathbf{1050} \quad \text{mm}$$

$$A_{sl} = \quad \mathbf{2260} \quad \text{mm}^2 \quad (1\phi 24/20)$$

$$N_{Ed} = \quad \mathbf{0} \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \quad 0.000 \quad \text{N/mm}^2 \quad \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

CCT	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	C4113	C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	A	64 di 68

Verifica a taglio in direzione trasversale

Elementi senza armatura trasversale a taglio

$$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \quad \mathbf{242.92} \quad \text{kN}$$

$$VEd = \quad \mathbf{462.08} \quad \text{kN} \quad \mathbf{NO}$$

con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = \quad 1.462 \quad \leq 2$$

$$R_{ck} = \quad \mathbf{30} \quad \text{N/mm}^2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \quad 0.309 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \quad 24.9 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad 14.11 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \quad 0.00241 \quad \leq 0,02$$

$$\text{copriferro} = \quad \mathbf{64} \quad \text{mm}$$

$$d = \quad 936 \quad \text{mm}$$

$$H = \quad \mathbf{1000} \quad \text{mm}$$

$$b_w = \quad 800 \quad \text{mm}$$

$$A_{sl} = \quad \mathbf{1808} \quad \text{mm}^2 \quad (1\phi 24/20)$$

$$N_{Ed} = \quad \mathbf{0} \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \quad 0.000 \quad \text{N/mm}^2 \quad \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio	
Materiali (Unità N,mm²)	
Calcestruzzo	Acciaio
Rck = 30	fywk = 450
fck = 25	fywd = 391
fcd = 16	
fctd = 5	
Sezione da verificare	
Altezza trave	1000 mm
Copriferro staffe	64 mm
Larghezza netta resistente a taglio	800 mm
Diametro spille	14 (1φ14/20*40)
Bracci	5
Interasse	400 mm
Area staffe al metro	1.92 mm ² /mm
Verifiche allo s.l.u. per taglio	
Taglio di calcolo V_{Ed}	VR,d > VEd
V _r cd	462.08 kN
V _r sd	5204.72 kN
VRd = min[V_rcd; V_rsd]	634.29 kN
	ok

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 65 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

11 BAGGIOLI

Sul baggiolo vengono effettuate le seguenti verifiche:

- 1) verifica a tranciamento dovuto all'azione orizzontale sismica;
- 2) Verifica delle pressioni localizzate.

Per le azione agenti sul baggiolo si veda la relazione di calcolo impalcato.

Geometria sezione

Altezza sezione = 0.25 m

Larghezza sezione = 0.45 m

Lunghezza sezione = 0.45 m

Armatura verticale: 12 ϕ 16

Armatura orizzontale: 2 staffa ϕ 12 +(4x2) spille ϕ 12

Sollecitazioni SLU-SISMA

$T_{sd} = 35$ kN

Verifica a tranciamento

$\tau_f = T_{sd}/A_f = 35 \cdot 10 / (12 \cdot 2.01) = 14.52$ MPa < $f_{yd} / \sqrt{3} = 225.91$ MPa - tensione di taglio acciaio

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 66 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

Verifica delle pressioni localizzate

Tale verifica viene condotta in accordo con EN 1992-1-1 §6.7.

Nel caso di un carico uniformemente ripartito sull'area A_{c0} (vedere figura seguente) la forza di compressione ultima può essere determinata come segue:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

Dove:

A_{c0} è l'area caricata;

A_{c1} è la massima area di diffusione del carico utilizzata per il calcolo e ottenuta come indicato nella figura seguente:

Legenda

A Linea di azione

$h \geq (b_2 - b_1)$ e
 $\geq (d_2 - d_1)$

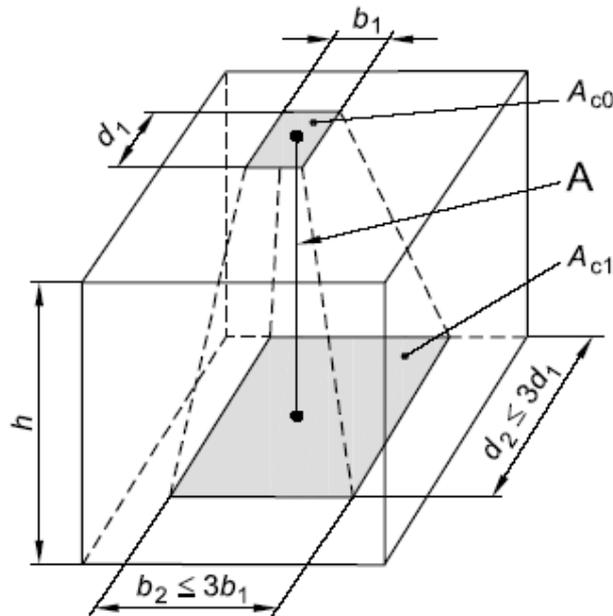


Fig. 8 Area di diffusione del carico

In aggiunta a tale verifica si dimensiona l'armatura trasversale, per evitare il meccanismo di rottura per scorrimento del bordo (EN 1992-2 §J104.1), in accordo alla seguente espressione:

CCT	Doc. N. C4113	CODIFICA DOCUMENTO C4113_E_C_AC4_MAJ05_0_IA_RT_007_A.doc	REV. A	FOGLIO 67 di 68
------------	------------------	---	-----------	--------------------

In accordo a quanto riportato sopra si ha:

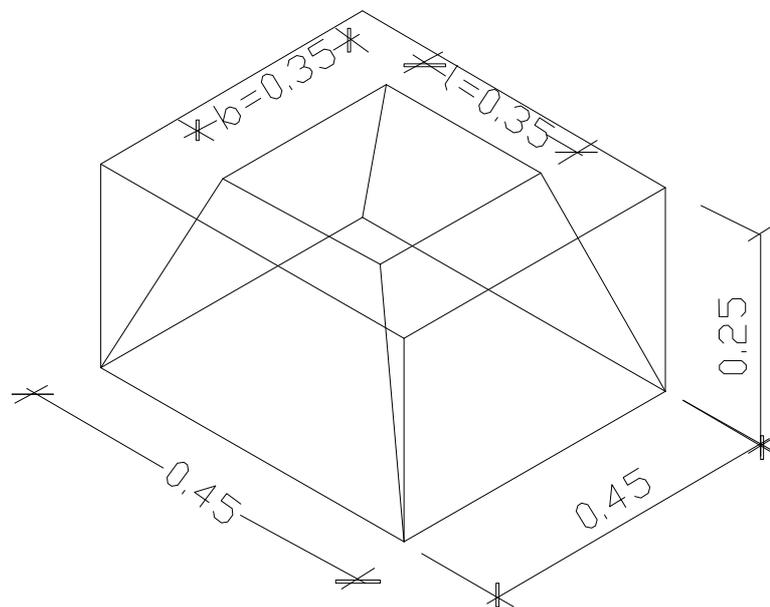
$$F_{Rdu} < 122500/1000 \cdot 18.81 \cdot \sqrt{202500/122500} = 2962kN \leq 3.0 \cdot 18.81 \cdot 122500/1000 = 6912kN$$

Dove:

$$f_{cd} = 0.83 \cdot 0.85 \cdot 40/1.5 = 18.81 \text{ MPa}$$

$$A_{co} = 350 \cdot 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = 450 \cdot 450 = 202500 \text{ mm}^2$$



In definitiva si ha:

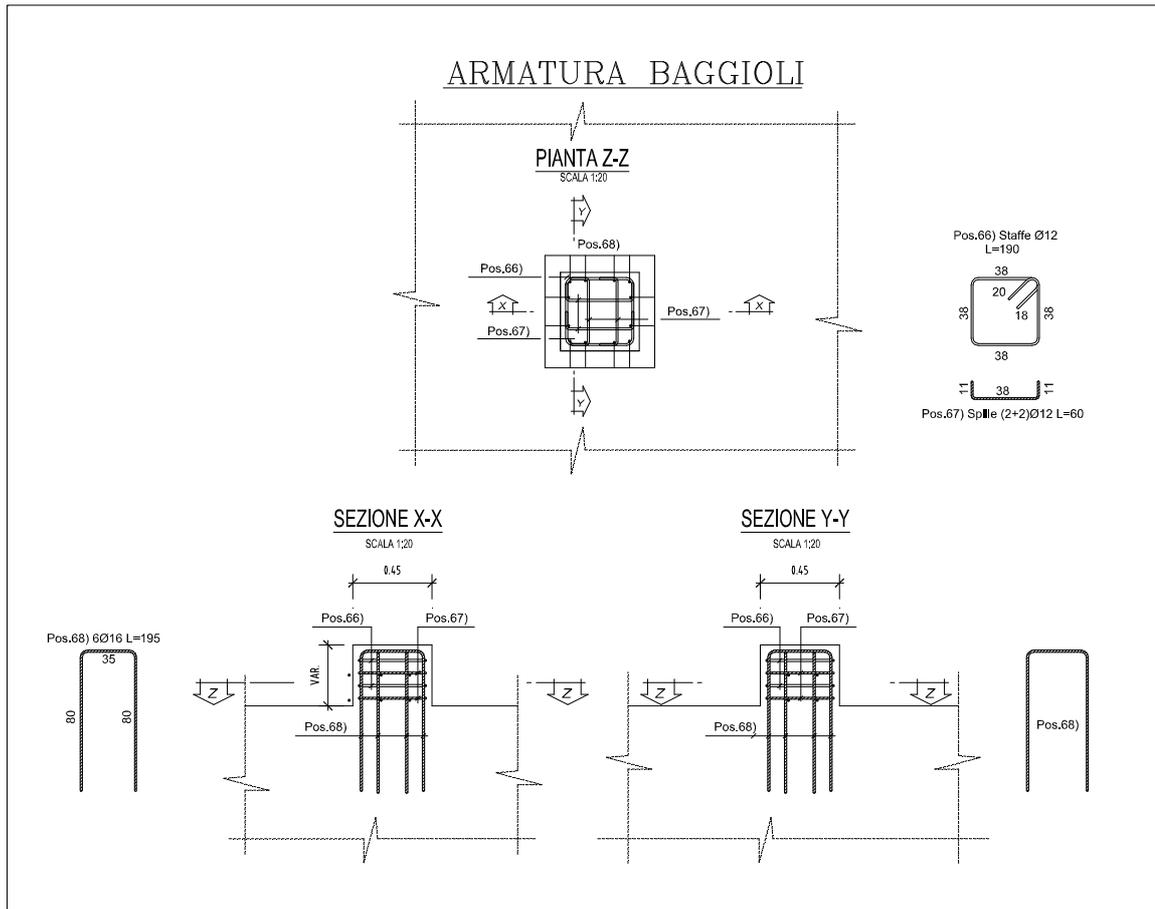
$$F_{Rdu} = 1828 + 1.35 \cdot 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 0.25 = 1830 \text{ kN} < 2962 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica dell'armatura trasversale, per evitare il meccanismo di rottura per scorrimento del bordo (EN 1992-2 §J104.1), in accordo alla seguente espressione:

$$A_t \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu} / 2$$

Conduce ad avere un'armatura totale trasversale sulle quattro possibili sezioni di rottura che è la seguente:



Per un totale di tondini pari a $(4 \times 4) \phi 12 + (4 \times 4) \phi 12$

Pertanto si ha:

$$A_t \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu} / 2 \rightarrow 3616 \text{mm}^2 \cdot 391.3 \text{MPa} > 1830000 \text{N} / 2$$

$$\rightarrow 1414940 \text{ N} > 915000 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.