

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi
Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

Sintagma
Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. M. Abram
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. L. Gagliardini
Dott. Geol. G. Cerquiglioni

MANDANTI:

GP INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.
Dott. Ing. G. Guiducci
Dott. Ing. A. Signorelli
Dott. Ing. E. Moscatelli
Dott. Ing. A. Bela
COOPROGETTI
Dott. Arch. E. A. E. Crimi
Dott. Ing. M. Panfili
Dott. Arch. P. Ghirelli
Dott. Ing. D. Pelle
GEOTECHNICAL DESIGN GROUP
Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. C. Consorti
ICARIA
società di ingegneria
Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. F. Macchioni
OMNISERVICE
INGEGNERIA
Dott. Ing. P. Agnello
Dott. Ing. G. Lucibello
Dott. Arch. G. Guastella
Dott. Geol. M. Leonardi
Dott. Ing. G. Parente
Dott. Ing. L. Ragnacci
Dott. Arch. A. Strati
Archeol. M. G. Liseno
Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. A. Salvemini
Dott. Ing. G. Verini Supplizi
Dott. Ing. V. Piunno
Geom. C. Sugaroni

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Danilo PELLE
Iscrizione all'Albo n° A3536
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

OPERE D'ARTE MINORI
TOMBINO SCATOLARE 2.00X2.00 - AL KM 6+541
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	B	-
T01TM10STRRE01				
D				
C				
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
A	EMISSIONE	GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	7
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
3.1	CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE	11
3.2	CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE	11
3.3	ACCIAIO D'ARMATURA	12
4	CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO	14
4.1	GENERALITA'	14
4.2	CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE	14
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	16
6	PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI	17
6.1	GENERALITA'	17
6.2	PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA	17
7	ANALISI DEI CARICHI	19
7.1	CARICHI PERMANENTI	19
7.1.1	G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k_Strutturale)	19
7.1.2	G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k_Geo su soletta)	19
7.1.3	G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k_Spinta a riposo)	19
7.2	CARICHI VARIABILI	20
7.2.1	Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1_Veicolo tandem)	20
7.2.2	Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2_Veicolo distribuito)	22
7.2.3	Frenatura	23
7.2.4	Forza centrifuga	23

7.2.5	Forza del vento	23
7.2.6	Variazioni termiche.....	23
7.2.7	E azione sismica	23
8	METODO VERIFICHE.....	27
8.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	27
8.1.1	Verifiche di resistenza.....	27
8.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	27
8.2.1	Verifiche delle tensioni di esercizio	27
8.2.2	Verifica dello stato limite di fessurazione.....	27
8.2.3	Verifica di deformabilità	28
8.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	28
8.3.1	Verifiche di resistenza.....	28
8.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO.....	28
8.4.1	Verifiche di resistenza.....	28
8.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'	28
8.5.1	Verifiche di rigidezza.....	28
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	29
10	RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE	34
10.1	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	34
10.2	PRESSIONI TERRENO	37
10.3	SOLLECITAZIONI RARE.....	39
10.4	SOLLECITAZIONI FREQUENTI.....	40
10.5	SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI.....	41
11	VERIFICHE.....	42

11.1 VERIFICHE SLU/SLV	42
11.1.1 Soletta fondazione - flessione.....	42
11.1.2 Soletta fondazione – taglio	43
11.1.3 Impalcato – flessione	44
11.1.4 Impalcato – taglio	45
11.1.5 Piedritti – flessione	46
11.1.6 Piedritti – taglio.....	47
11.2 VERIFICHE SLE	48
11.2.1 Impalcato	48
11.2.2 Piedritti	51
11.2.3 Soletta fondazione.....	54
11.3 VERIFICHE SLO	56
12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE.....	58
12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA	58
12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE	60
12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO	62
12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER.....	64
12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA.....	65
12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI.....	75
12.7 AZIONI TRAVI.....	79
12.8 AZIONI PILASTRI.....	84
12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE	94
13 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI MONTE	102
13.1 PREMESSA	102

13.2 CARATTERISTICHE TERRENI	102
13.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO	103
13.4 INVILUPPO SOLLECITAZIONI	104
13.5 SOLLECITAZIONI RARE.....	106
13.6 VERIFICHE SLU/SLV	106
13.6.1Piedritti – flessione	106
13.6.2Piedritti – taglio.....	108
13.6.3Soletta – flessione.....	109
13.6.4Soletta – taglio	110
13.7 VERIFICHE SLE.....	111
13.7.1Piedritti	111
13.7.2Soletta.....	113
14 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI VALLE.....	116
14.1 PREMESSA	116
14.2 CARATTERISTICHE TERRENI	116
14.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO	116
14.4 INVILUPPO SOLLECITAZIONI	118
14.5 SOLLECITAZIONI RARE.....	120
14.6 VERIFICHE SLU/SLV	120
14.6.1Piedritti – flessione	120
14.6.2Piedritti – taglio.....	122
14.6.3Soletta – flessione.....	123
14.6.4Soletta – taglio	124
14.7 VERIFICHE SLE.....	125

14.7.1	Piedritti	125
14.7.2	Soletta	127
15	VERIFICHE GEOTECNICHE	130
15.1	APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA	130
15.2	VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO	130
15.2.1	Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica	130
15.2.2	Verifica di portanza	131
15.2.3	Verifica di galleggiamento	136
15.3	VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI MONTE	136
15.3.1	Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica	136
15.3.2	Verifica di portanza	137
15.3.3	Verifica di galleggiamento	142
15.4	VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI VALLE	142
15.4.1	Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica	142
15.4.2	Verifica di portanza	143
15.4.3	Verifica di galleggiamento	148
16	SINTESI DEI RISULTATI.....	149
16.1	SOLETTE FONDAZIONE	149
16.1.1	Tombino	149
16.1.2	Pozzetto monte.....	149
16.1.3	Pozzetto valle.....	149
16.2	PARETI.....	149
16.2.1	Tombino	149
16.2.2	Pozzetto monte.....	149

16.2.3 Pozzetto valle.....	149
16.3 SOLETTA COPERTURA.....	149
16.4 CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI	150
17 ACCETTABILITA' DEI CALCOLI	151
18 LICENZA SOFTWARE.....	153

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo tratta le analisi e le verifiche strutturali dell'attraversamento idraulico posto al km 6+540 di dimensioni interne 2,00 m x 2,00 m da realizzarsi nell'ambito dell'Ammodernamento a N° 4 corsie della S.S. 5140 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114, Lotto 1°. Il manufatto in progetto presenta una forma scatolare, costituito in cemento armato gettato in opera.

La fondazione, i piedritti e la soletta hanno uno spessore di 30 cm, le verifiche strutturali sono state effettuate considerando la sezione trasversale avente il ricoprimento massimo di terreno, che nel caso in esame è 3,00 m.

Il piano di manutenzione T01CM00CMSRE1 e la relazione sui materiali T01EG04GENSCO1 è presente in altre relazioni generali. Verifica delle fondazioni e fascicolo di calcolo sono riportate in questo elaborato.

Geometria sezione trasversale

Altezza esterna	2,60 [m]
Lunghezza esterna	2,60 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,30 [m]
Spessore piedritto destro	0,30 [m]
Spessore fondazione	0,30 [m]
Spessore traverso	0,30 [m]

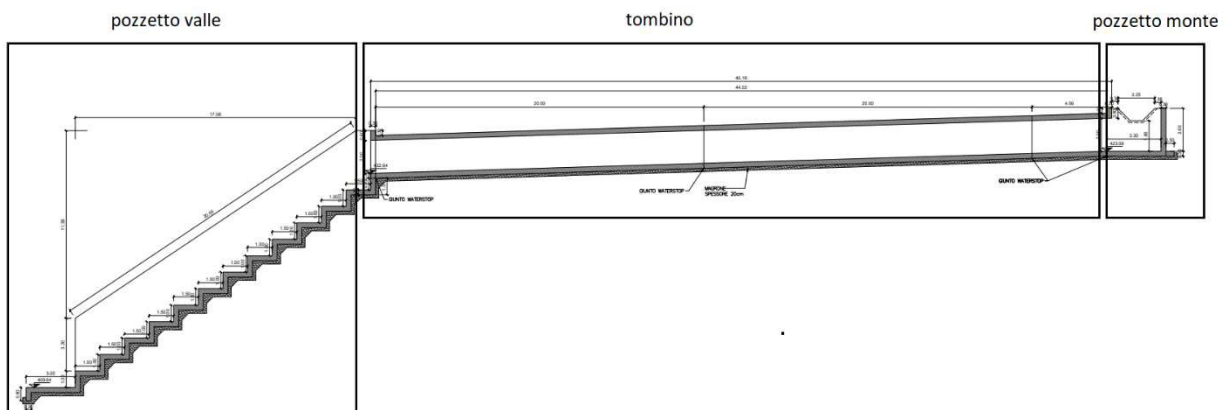


Figura 1-1 "Sezione"

RELAZIONE DI CALCOLO

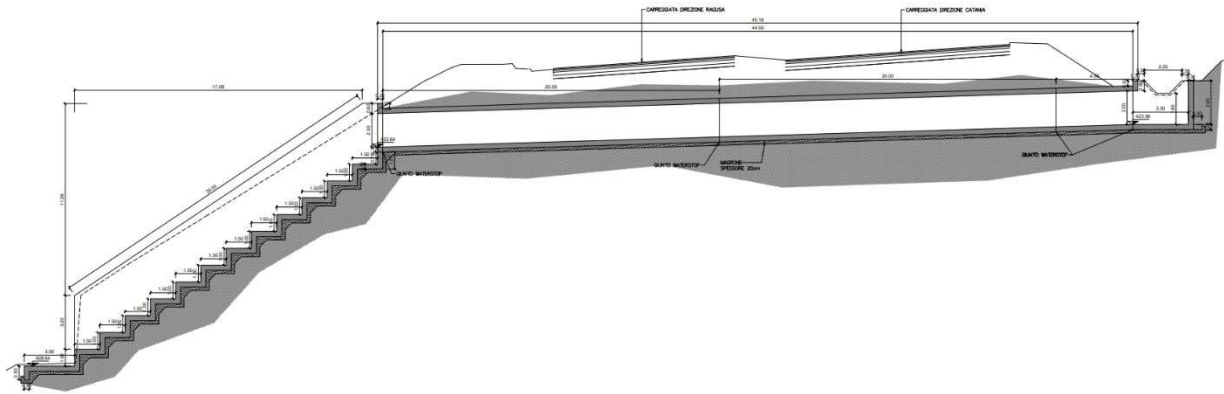


Figura 1-2 "Sezione ricoprimento"

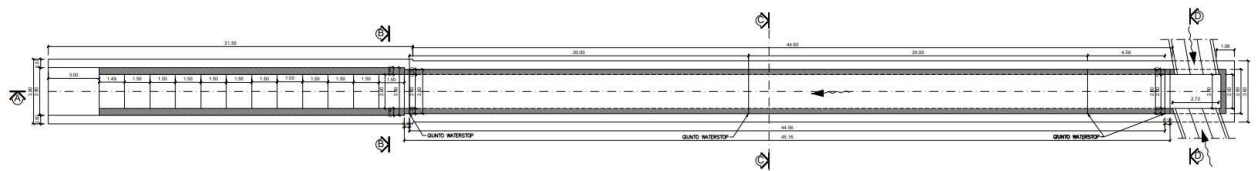


Figura 1-3 "Pianta"

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- **Legge nr 1086 del 05/11/1971**
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr 64 del 02/02/1974**
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 gennaio 2008)**
- **Circolare 617 del 02/02/2009**
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **UNI EN 206-1:2006**
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2004**
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.
- **UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0**
Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1**
Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni generali – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- **UNI EN 1991-2:2005 Eurocodice 1**
Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2**
Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1992-2:2006 Eurocodice 2**
Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 2: Ponti in calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- **UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7**
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

- **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7**
Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- **UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-2:2009 Eurocodice 8**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2: Ponti.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **X0**. Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:.....**Nessuna prescrizione**
- Minima classe di resistenza:.....**C12/15**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**Nessuna prescrizione**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

Rck	15	N/mm ²	resistenza cubica calcestruzzo
γc	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
acc	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
Ecm	27267	N/mm ²	modulo elastico
fck	12,45	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcd	7,06	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo
fcmm	20,45	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
fctm	1,61	N/mm ²	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
fctk	1,13	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
fctd	0,75	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
fbd	1,69	N/mm ²	resistenza tangenziale di aderenza
fcfm	1,93	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione

3.2 CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **XA2**, "Ambiente chimico moderatamente aggressivo". Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:..... **0,50**
- Minima classe di resistenza:.....**C32/40**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**340**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

Rck	40	N/mm ²	resistenza cubica calcestruzzo
γc	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
acc	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
Ecm	33643	N/mm ²	modulo elastico
fck	33,20	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcd	18,81	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo

RELAZIONE DI CALCOLO

fcm	41,20	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
fctm	3,10	N/mm ²	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
fctk	2,17	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
fctd	1,45	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
fbd	3,25	N/mm ²	resistenza tangenziale di aderenza
fcfm	3,72	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione

COPRIFERRO

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo conto delle tolleranze di posa delle armature. Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della progettazione delle armature alla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV della Circolare 2 Febbraio 2009, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di tabella 4.1.IV delle NTC.

Si riporta la tabella sopra citata.

C _{min}	C _o	AMBIENTE	BARRE DA C.A. ELEMENTI A PIASTRA		BARRE DA C.A. ALTRI ELEMENTI		CAVI DA C.A.P. ELEMENTI A PIASTRA		CAVI DA C.A.P. ALTRI ELEMENTI	
			C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ORDINARIO	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	AGGRESSIVO	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	MOLTO AGGRESSIVO	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe **XA2** rientra nella categoria di "condizione ambientale aggressiva". In base alla classe di calcestruzzo scelta (C32/40), ne deriva un copriferro minimo per "barre da c.a." di **35mm**. A tale valore vanno aggiunte le tolleranze di posa di **10mm**.

Ne deriva un copriferro pari a: 35+10=45mm approssimato a **50mm** in favore di sicurezza.

3.3 ACCIAIO D'ARMATURA

Per l'armatura degli elementi in cemento armato, viene utilizzato un acciaio B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

RELAZIONE DI CALCOLO

Tab. 11.3.Ia

$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm ²

E deve rispettare i requisiti richiesti indicati nella seguente tabella.

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frtile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
	$(f_t/f_y)_k \leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12\text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16\text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25\text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40\text{ mm}$	10 ϕ	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

Le caratteristiche del materiale sono quindi di seguito riassunte.

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450\text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540\text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7,5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y\text{ misurato}}/f_{y\text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Resistenza a fatica assiale*	2 milioni di cicli
Resistenza a carico ciclico*	3 cicli/sec (deformazione 1,5÷4 %)
Idoneità al raddrizzamento dopo piega*	Mantenimento delle proprietà meccaniche
Controllo radiometrico**	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995
* = prove periodiche annuali	

4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO

4.1 GENERALITA'

Le analisi e le verifiche sull'opera sono state condotte nel pieno rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni adottando, di conseguenza, un approccio di calcolo di tipo prestazionale basato sul ricorso del Metodo degli Stati Limite.

Come indicato dalle NTC2008 al 2.6.1, nelle verifiche nei confronti dello stato limite ultimo strutturali (STRU) e geotecnici (GEO), si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Si utilizza l'**approccio 2** che utilizza un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali **(A1+M1+R3)**.

4.2 CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE

Lo stato di sollecitazione della struttura, viene desunto da un codice di calcolo (Enexsys-Winstrand). La struttura in progetto, nonostante lo sviluppo longitudinale, viene schematizzata come un telaio piano di estensione 1 metro. Elementi orizzontali e elementi verticali sono rappresentati da elementi beam monodimensionali la cui sezione sarà data da una dimensione fissa (1 metro, ossia l'estensione del telaio analizzato) e una dimensione variabile (lo spessore degli elementi) che rappresenta la dimensione effettiva in progetto.

Le camerette di monte e valle o intermedie, sono separate dai tombini scatolari da giunti waterstop che garantiscono continuità idraulica, ma non strutturale. Queste, quando articolate, sono state modellate tridimensionalmente. I tombini scatolari presentano invece una distribuzione spaziale costante. La modellazione piana, riferendosi alla sezione maggiormente sollecitata sia dal punto di vista dei carichi statici che dinamici, non differisce dalla modellazione intera tridimensionale, o al più ne differisce in forma lievemente conservativa non considerando le ridistribuzioni di sollecitazioni agli elementi limitrofi meno sollecitati.

Lo schema statico assunto è quello di telaio chiuso e continuo, nel quale l'interazione con la struttura di fondazione è tenuta in conto tramite una modellazione del terreno alla Winkler.

Il coefficiente di reazione non è tuttavia una proprietà intrinseca del materiale costituente la fondazione, ma è funzione anche delle caratteristiche della struttura in appoggio sia in termini di estensione che di rigidezza.

Per tale ragione, in una prima fase, la costante di Winkler è ipotizzata. Con tale ipotesi viene eseguito un primo dimensionamento del telaio. Questo dimensionamento è sufficiente per la determinazione delle pressioni, della portanza, dei cedimenti e della costante di Winkler. Il valore così ottenuto è reinserito quindi nel modello di calcolo. Il processo iterativo viene interrotto non appena le differenze di sollecitazione sono ritenute trascurabili e/o non dimensionanti.

La caratterizzazione del terreno in cui la struttura è immersa è suddiviso nei tre strati: ricoprimento, rinfiato, e di fondazione. Per ogni strato occorre fornire i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume, angolo di attrito, attrito terreno-struttura, coesione, adesione ecc).

Data la natura della infrastruttura, ossia viabilità in rilevato, il terreno di rinfiato corrisponde sempre al terreno di ricoprimento (caratteristiche da materiale di riporto).

Contrariamente, il terreno di fondazione, presenta le caratteristiche dei terreni affioranti in loco o in taluni casi è ancora definito da materiale di riporto.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi.

- **STRATO DI RICOPRIMENTO**

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	2,70	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- **STRATO DI RINFIANCO**

Descrizione	Rilevato	
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- **STRATO DI FONDAZIONE**

Descrizione	Formazione Mc	
Peso di volume	23,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Coesione	0,175	[MPa]

6 PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI

6.1 GENERALITA'

Per il calcolo sismico dell'opera in esame si è fatto riferimento alle indicazioni delle NTC2008 con il concetto di "pericolosità sismica di base" come elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Tale pericolosità è quella relativa a condizioni ideali di sito con superficie topografica orizzontale e terreno di tipo rigido (Categoria A).

Le indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'intero territorio nazionale è fornita dalla predetta normativa, in termini di:

- **ag** accelerazione orizzontale massima del terreno;
- **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T*c** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tali valori sono forniti per ciascun nodo del reticolo di riferimento con maglia di circa 10km e per ciascun periodo di ritorno T_R . Il periodo di ritorno è ricavabile mediante la seguente relazione.

$$T_R = -(V_R) / (\ln(1 - P_{VR}))$$

Dove

- V_R Vita di riferimento per l'azione sismica
- P_{VR} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

La vita di riferimento è funzione della vita nominale tramite la classe d'uso. La probabilità di superamento è funzione dello stato limite considerato. Gli stati limite analizzati sono SLV, SLD e SLO.

Gli spettri di progetto associati ai vari stati limite di interesse, sono determinati a partire dai parametri di pericolosità sismica sopra esposti (determinati in funzione del tempo di ritorno), dai coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e topografica S_T .

6.2 PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE (PAR. 3.2.2 NTC08)

Per la definizione dello spettro utilizzato nel calcolo sismico, sono stati considerati i seguenti parametri.

Identificazione sito:.....Tombino km 6+540
Comune:.....Ragusa
Provincia:.....Ragusa
Latitudine:.....36.9874°

Longitudine:.....14.6745°
Categoria di sottosuolo:.....A
Categoria topografica:.....T1
Zona sismica amministrativa.....2

La categoria di sottosuolo è desunta dall'elaborato **T01GE03GEORE01**

VITA NOMINA E CLASSE D'USO (2.4.2 NTC08)

Vita nominale:.....50anni
Classe d'uso:.....IV
Cu.....2
Vita di riferimento:.....100anni

TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA

Per la determinazione del fattore di struttura per l'opera in esame si è fatto riferimento a quanto le NTC08 prevedono per i ponti.

Nel caso in oggetto, la struttura è stata assimilata a delle spalle connesse in maniera rigida all'impalcato con i piedritti che sostengono un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza (p.to 7.9.5.6.2). Si tratta pertanto di strutture che si muovono col terreno ai sensi della Tabella 7.9.I, caratterizzate da peridi di vibrazione in direzione orizzontale molo bassi e per le quali si assume un valore **di $q_0=q=1,0$** .

Per strutture con tali proprietà, le forze di inerzia possono essere determinate considerando un'accelerazione pari a **$a_g * S$** .

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 CARICHI PERMANENTI

7.1.1 G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k_Strutturale)

Il peso strutturale è calcolato automaticamente dal software di calcolo strutturale e quindi è tenuto in conto automaticamente durante la fase di progettazione

7.1.2 G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k_Geo su soletta)

Il carico sulla calotta è stato determinato mediante il metodo della *pressione geostatica* secondo il quale la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso del volume di terreno per l'altezza del ricoprimento (tale carico tiene conto anche dell'eventuale pavimentazione, considerando uno spessore di ricoprimento H_{rinterro} comprensivo del suddetto).

$$G2.1 = P_v = \gamma_{\text{rinterro}} \times H_{\text{rinterro}} \times L_{\text{telaio}} = P_v \times L_{\text{telaio}} = 20 \times 2.7 \times 1 = 54,0 \text{ kN/m}$$

7.1.3 G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k_Spinta a riposo)

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + P_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + P_v K_0 H$$

Dove P_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Di seguito si riporta il calcolo di suddetta spinta.

Dati geometrici opera		
h	2,4 m	altezza
hr	2,7 m	ricoprimento misurato dall'estradosso della soletta
H	5,1 m	altezza di spinta terreno
Δq	0 KN/m ²	sovraccarico

Le proprietà del terreno di rinfianco/rinterro

Caratteristiche del terreno		
ϕ	35 °	angolo di attrito
γ_{sat}	20 KN/m ³	peso di volume terreno saturo
γ_w	0 KN/m ³	peso acqua

RELAZIONE DI CALCOLO

z_w	-20 m	quota falda
H_w	0 m	altezza di spinta falda
γ'	20 KN/m ³	peso efficace

La spinta a riposo vale quindi, con riferimento ad ogni elemento di lunghezza 0,4m con il quale sono stati discretizzati i piedritti

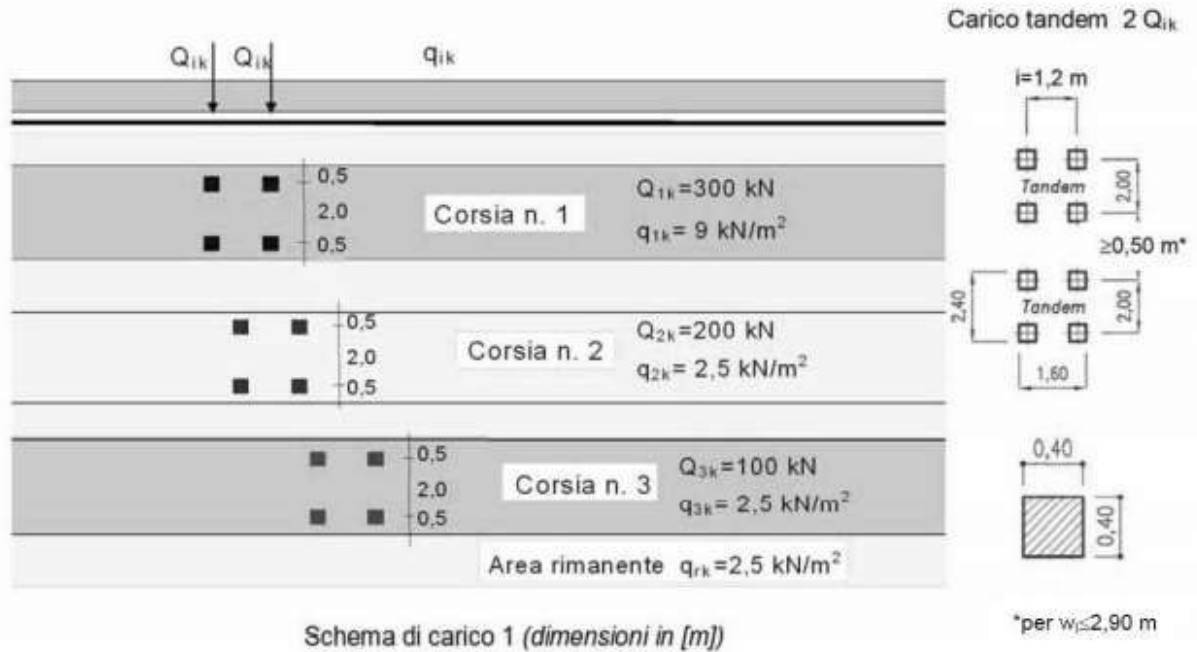
<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>						
h mesh	h _i [m]	$\sigma_{w,i}$ [KN/m ²]	$\sigma'_{h,i}$ [KN/m ²]	$\sigma_{h,i}$ [KN/m ²]	$\sigma_{q,i}$ [KN/m ²]	$\sigma'_{tot,i}$ [KN/m ²]
0,30	0,15	0,00	0,00	42,24	0,00	42
	0,45	0,00	0,00	39,68	0,00	40
	0,75	0,00	0,00	37,12	0,00	37
	1,05	0,00	0,00	34,56	0,00	35
	1,35	0,00	0,00	32,00	0,00	32
	1,65	0,00	0,00	29,44	0,00	29
	1,95	0,00	0,00	26,88	0,00	27
	2,25	0,00	0,00	24,32	0,00	24

7.2 CARICHI VARIABILI

7.2.1 Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1_Veicolo tandem)

Le azioni variabili da traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti.

RELAZIONE DI CALCOLO



Dato che la sezione è parallela all'asse stradale e dato che viene analizzato un telaio di larghezza perpendicolare all'asse stradale pari ad 1 metri, si considera una sola corsia di carico ed in particolare la corsia di carico numero 1 con valori di carico distribuito e carico tandem pari rispettivamente a:

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

Si precisa che secondo il testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso il ricoprimento si considera pari a 30°. La diffusione attraverso la soletta e fino a metà della stessa si considera invece pari a 45°.

I due assi da 300kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso ricoprimento e soletta.

Il valore del carico tandem complessivo è pari a 600kN. Tale carico è ripartito su una impronta di carico i cui lati, a quota asse soletta, sono visionabili nel foglio di calcolo sotto riportato.

In senso trasversale impronte di carico di due veicoli posti in due corsie convenzionali affiancate si sovrappongono. A favore di sicurezza si prendono in considerazione le prime due corsie convenzionali i cui carichi per ruota sono rispettivamente di 150kN e 100kN.

I carichi distribuiti riferiti agli assi tandem delle due corsie di carico sono quindi sommati e usati nelle verifiche.

Assieme al carico concentrato agente sulle impronte delle ruote agisce anche un carico uniformemente distribuito con intensità pari a 9kN/mq.

Il foglio di calcolo di seguito esposto riporta in forma numerica quanto fin ora detto.

CARICO SU SOLETTA		
DATI GEOMETRICI DI INPUT		
H	2,7 m	altezza ricoprimento
φ	30 °	angolo diffusione ricoprimento
φ	0,52 rad	angolo diffusione ricoprimento
S	0,3 m	spessore soletta
φ'	45 °	angolo diffusione soletta
φ'	0,79 rad	angolo diffusione soletta
L	1,00 m	larghezza interessa telaio
DATI RELATIVI AI CARICHI		
s	0,4 m	larghezza impronta
i _t	2 m	interasse trasversale
i _l	1,2 m	interasse longitudinale
Q1k	300 kN	carico tandem principale
Q2k	200 kN	carico tandem secondario
q1k	9 kN/m ²	carico distribuito principale
q2k	2,5 kN/m ²	carico distribuito secondario
DATI DI CALCOLO		
L _t	6,12 m	lunghezza trasversale proiezione impronte
L _i	5,32 m	lunghezza longitudinale proiezione impronte
Q1	18,44 kN/m ²	carico relativo al carico tandem Q1k
Q2	12,30 kN/m ²	carico relativo al carico tandem Q2k
Q1+Q2	30,74 kN/m ²	carico sovrapposto in favore di sicurezza
Qk	30,74 kN/m	carico tandem finale da applicare a soletta
qk	9,00 kN/m	carico distribuito finale da applicare a soletta

7.2.2 Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2_Veicolo distribuito)

La spinta delle terre dovuta all'azione dei sovraccarichi accidentali posti sul rilevato a tergo dei piedritti dello scatolare viene valutata con riferimento ad un sovraccarico di 9kN/mq agente sul rilevato a tergo dello scatolare.

Tale carico viene applicato solo a tergo del piedritto di sinistra, onde massimizzare lo sbilanciamento delle forze per la verifica della struttura scatolare. Il carico a cui si fa riferimento è proprio il carico q_k visionabile nel excel sopra riportato.

7.2.3 Frenatura

Per quanto riguarda l'azione di frenatura, definita al paragrafo 5.1.3.5 del D.M.14/01/08, viene considerata azione trascurabile ai fini del dimensionamento dei tombini.

7.2.4 Forza centrifuga

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione centrifuga non presenta componente trasversale per lo scatolare.

7.2.5 Forza del vento

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione del vento non presenta componente trasversale per lo scatolare.

7.2.6 Variazioni termiche

Trattandosi di un manufatto interrato, si ritiene trascurabile l'effetto delle variazioni termiche, con ordine di grandezza nettamente inferiore all'entità delle sollecitazioni in gioco.

7.2.7 E azione sismica

L'azione sismica è tenuta in conto tramite due contributi, E1 ed E2 descrivibili come segue.

Le azioni sismiche di progetto considerate sono:

- E1 – gli incrementi sismici della spinta esercitata dal terrapieno a tergo della spalla;
- E2 – le azioni sismiche dovute alle masse strutturali.

7.2.7.1 E1 – incremento sismico di spinta piedritti (condizione: E_Spinta sismica+X_SLV/SLO)

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta può essere calcolato per via pseudo-statica.

Nell'analisi pseudo-statica, 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, il valore del coefficiente sismico orizzontale k_h è valutato mediante l'espressione:

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g$$

Dove:

a_{max} =accelerazione orizzontale massima attesa al sito= $S_S \cdot S_T \cdot a_g$

a_g =accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_S \cdot S_T$ = coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica

Per elementi che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Con tali ipotesi, sono stati calcolati due incrementi di pressione, una relativa alla condizione di stato limite di *salvaguardia della vita* e una relativa alla condizione di stato limite di *operatività*.

Salvaguardia della vita:_SLV

<i>Dati sismici</i>		
a_g	0,317	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	A	
F_0	2,359	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
S_T	1	coefficiente di amplificazione topografica
S_S	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S=S_S S_T$	1	
β	1	

<i>Spinte sismiche</i>		
$K_h = a_g S \beta$	0,32	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	36,52 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>		<i>Spinta sismica</i>
h mesh	h_i [m]	$\sigma'_{E,i}$ [KN/m²]
0,30	0,15	15
	0,45	15
	0,75	15
	1,05	15
	1,35	15
	1,65	15
	1,95	15
	2,25	15

Operatività_SLO

<i>Dati sismici</i>

RELAZIONE DI CALCOLO

ag	0,06	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	B	
F ₀	2,504	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
S _T	1	coefficiente di amplificazione topografica
S _S	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S=S _S S _T	1	
β	1	

Spinte sismiche		
K _h = agSβ	0,06	coefficiente di spinta sismica
S _E = K _h γH ²	6,91 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

Spinta Statica su elementi bidimensionali		Spinta sismica
h mesh	h _i [m]	σ'E _i [KN/m ²]
0,30	0,15	3
	0,45	3
	0,75	3
	1,05	3
	1,35	3
	1,65	3
	1,95	3
	2,25	3

7.2.7.2 E2 – azioni sismiche dovute alle masse

L'azione sismica è tenuta in conto tramite Analisi Lineare Dinamica così come indicato al 7.3.3.1. delle NTC2008.

Così come indicato dalla normativa tecnica, sono stati considerati un numero di modi tale da considerare almeno l'85% di massa partecipante e comunque tutti i modi con massa partecipante significativa, indicati come quelli a massa superiore al 5%.

Le due azioni derivanti dal sisma sopra descritte, ossia **E1** ed **E2**, sono state applicate in una sola direzione, in particolare la direzione +x, parallela alla sezione dello scatolare e all'asse stradale.

L'omissione dell'analisi in direzione -x è legata alla simmetria dell'opera che conduce ad un comportamento equivalente nelle due direzioni e quindi a stessi fattori di sicurezza.

L'omissione dell'analisi in direzione +y/-y è legata alla modellazione e relativa verifica piana (piano x-z) dello scatolare, che risulta essere a favore di sicurezza non considerando le inevitabili ridistribuzioni di forze agli elementi vicini.

8 METODO VERIFICHE

8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

8.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerando una sola famiglia di combinazioni (indicata come **A1 -M1-R3**) in conseguenza dell'utilizzo dell'**approccio 2** della normativa. Si ricorda brevemente come il caso **A1 - M1 - R3** prevede che vengano incrementate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G, γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire sia le capacità strutturali delle opere che interagiscono con il terreno sia le verifiche rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

8.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

8.2.1 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti si seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio.

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6f_{ck} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0,45f_{ck} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio.

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8f_{yk}$$

8.2.2 Verifica dello stato limite di fessurazione

In base alla classe di esposizione individuata, XA2, classificata come condizione ambientale aggressiva, ed in base alla tipologia di armatura utilizzata, armatura poco sensibile, si individuano due verifiche entrambe di controllo di apertura delle fessure. In particolare si deve verificare che:

$$a_{p.fessure} < w_2 = 0,3\text{mm} \quad \text{per la combinazione frequente}$$

$$a_{p.fessure} < w_1 = 0,2\text{mm} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

8.2.3 Verifica di deformabilità

Si verifica che l'inflessione della soletta superiore non superi 1/250 della luce.

8.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

8.3.1 Verifiche di resistenza

Si ripropongono verifiche di resistenza così come eseguito per le verifiche allo stato limite ultimo, ma con azioni derivanti dalle forze indotte dall'azione sismica.

8.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO

8.4.1 Verifiche di resistenza

Avendo progettato con un fattore di comportamento q pari ad 1, lo spettro relativo all'SLV risulta necessariamente sempre maggiore di quello all'SLD. Perciò il soddisfacimento delle verifiche di resistenza all'SLV implica il soddisfacimento delle verifiche all'SLD.

8.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'

8.5.1 Verifiche di rigidità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso IV, si deve controllare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per classi d'uso I e II.

Il limite scelto è pari a:

$$dr < 2/3 * 0,005h$$

Dove:

dr spostamento d'interpiano

h altezza d'interpiano

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08 per quello che riguarda le strutture assimilabili a ponti/viadotti e che sorreggono carichi variabili da traffico.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

RELAZIONE DI CALCOLO

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

MANDATARIA:

MANDANTI:

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Come sopra esposto, si è fatto riferimento all'approccio 2 e quindi a coefficienti A1 – M1 – R3.

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

Condizione

- 1 G1k_Strutturale
- 2 G2.1k_Geo su calotta
- 3 G2.2k_Spinta a riposo
- 4 Q1_Veicolo tandem
- 5 Q2_Veicolo distribuito
- 6 E_Spinta sismica+X_SLV
- 7 E_Spinta sismica+X_SLO
- 8 Sisma OSLU
- 9 Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU_TANDEM
2	SLU_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6
2	1.35	1.35	1.35	1.125	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

3	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	6	8
3	1	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

4	RARA_TANDEM
5	RARA_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
4	1	1	1	1	0.4
5	1	1	1	0.75	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

6	FRE_TANDEM
7	FRE_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
6	1	1	1	0.75	

10 RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE

10.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Inviluppo sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X30

Taglio	Min trave 10 9	-117.24 [kN]	Comb. 1	Max trave 3 2	118.54 [kN]	Comb. 1
Pressioni sul terreno	Min trave 11 10	0.120 [MPa]	Comb. 2	Max trave 2 1	0.013 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 3 2	-44.92 [kNm]	Comb. 2	Max trave 7 6	28.51 [kNm]	Comb. 1
Momento torcente	Min trave 3 2	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max trave 2 1	0.00 [kNm]	Comb. 3

Inviluppo sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X30

Sforzo normale	Min asta 34 33	40.72 [kN]	Comb. 8	Max asta 34 33	63.57 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 27 26	-160.42 [kN]	Comb. 1	Max asta 34 33	162.47 [kN]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 4
Momento torcente	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 1	Max asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 30 29	-49.12 [kNm]	Comb. 1	Max asta 34 33	50.28 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 27 26	0.00 [kNm]	Comb. 2

Inviluppo sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X30

Sforzo normale	Min asta 26 24	59.83 [kN]	Comb. 3	Max asta 13 10	186.77 [kN]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 26 24	-63.57 [kN]	Comb. 2	Max asta 12 2	75.58 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 34 25	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 24	-46.52 [kNm]	Comb. 1	Max asta 34 25	50.28 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kNm]	Comb. 1	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 2

RELAZIONE DI CALCOLO

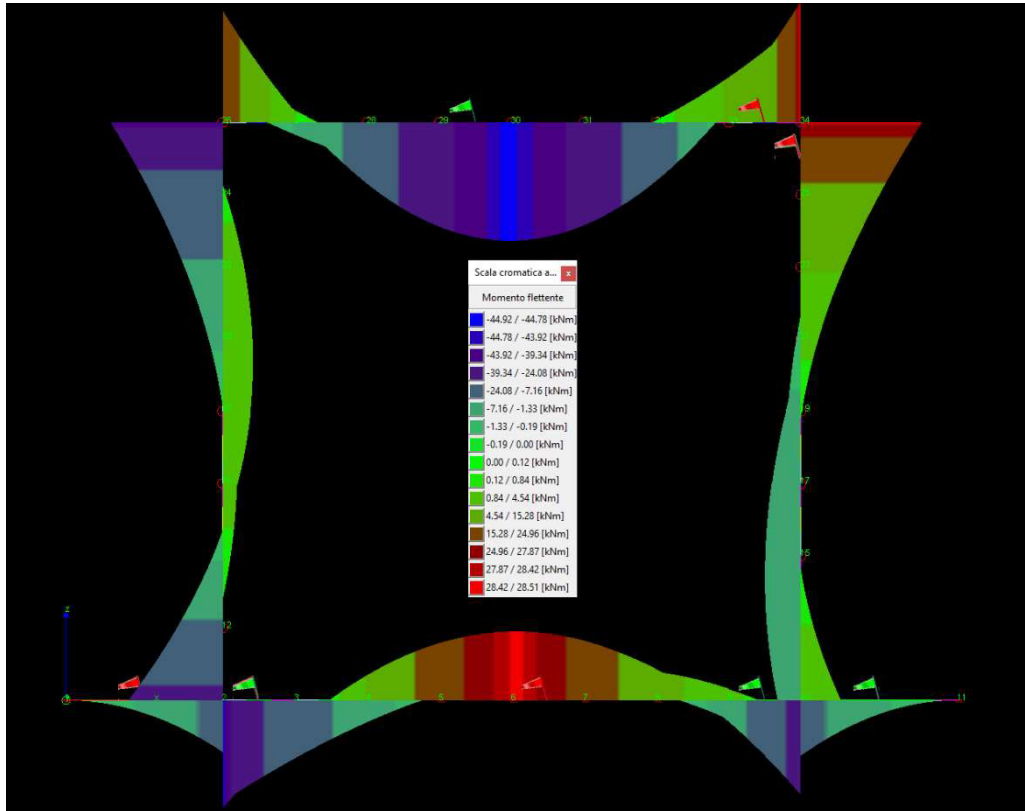


Figura 10-1"Diagramma involuppo momenti flettenti"

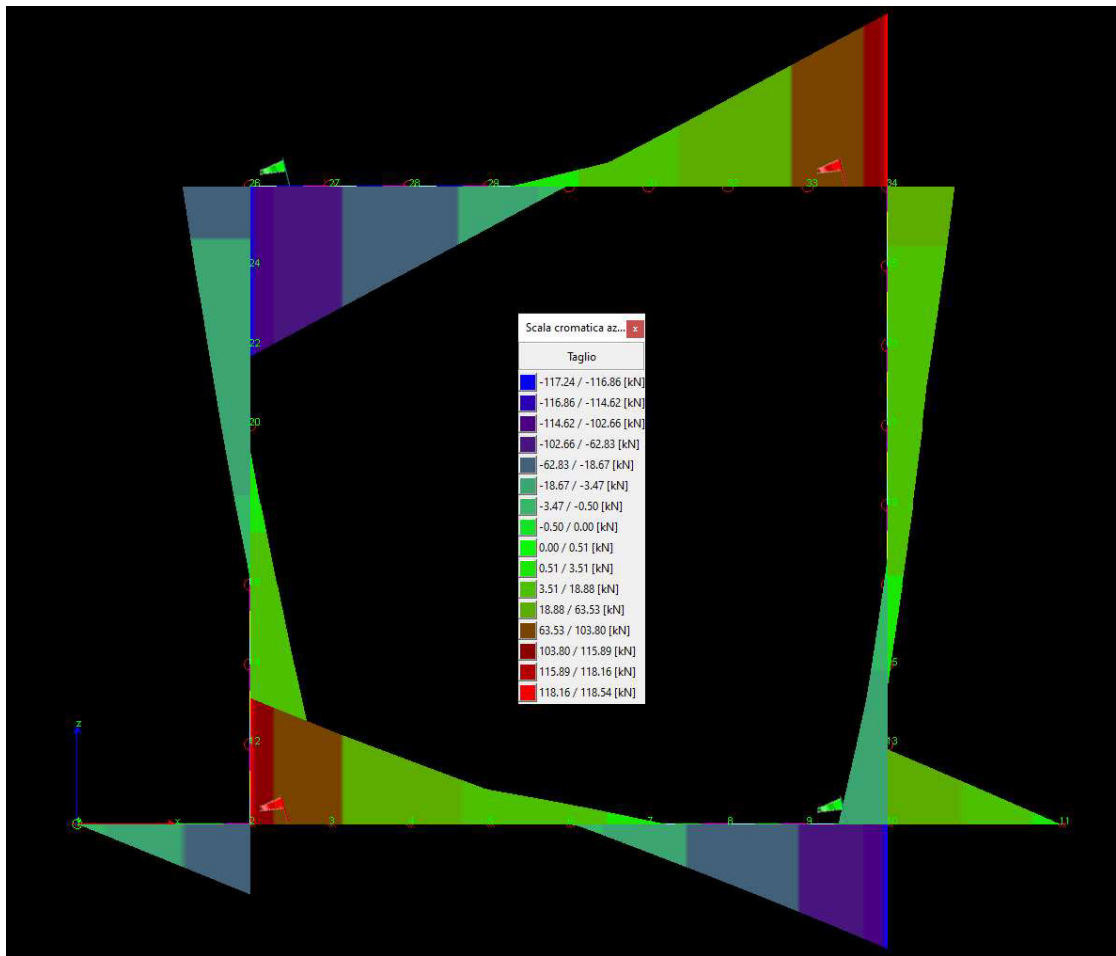


Figura 10-2 "Involucro diagramma taglio"

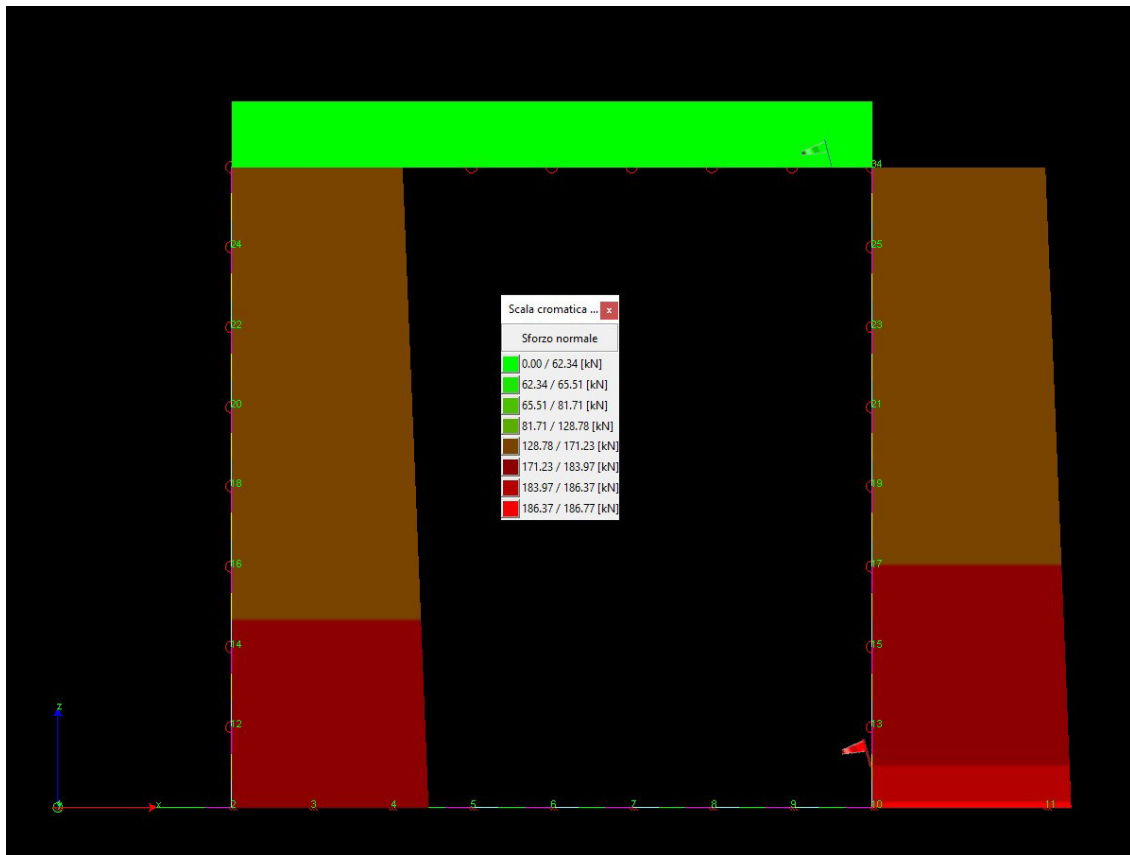


Figura 10-3 "Diagramma involuppo sforzo normale"

10.2 PRESSIONI TERRENO

Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	2	-0.120
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 6 5	2	-0.102

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	3	-0.100
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	3	-0.013

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	5	-0.086
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 6 5	5	-0.074

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	6	-0.079
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 6 5	7	-0.057

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	8	-0.058
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 7 6	8	-0.055

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	9	-0.067
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	9	-0.047

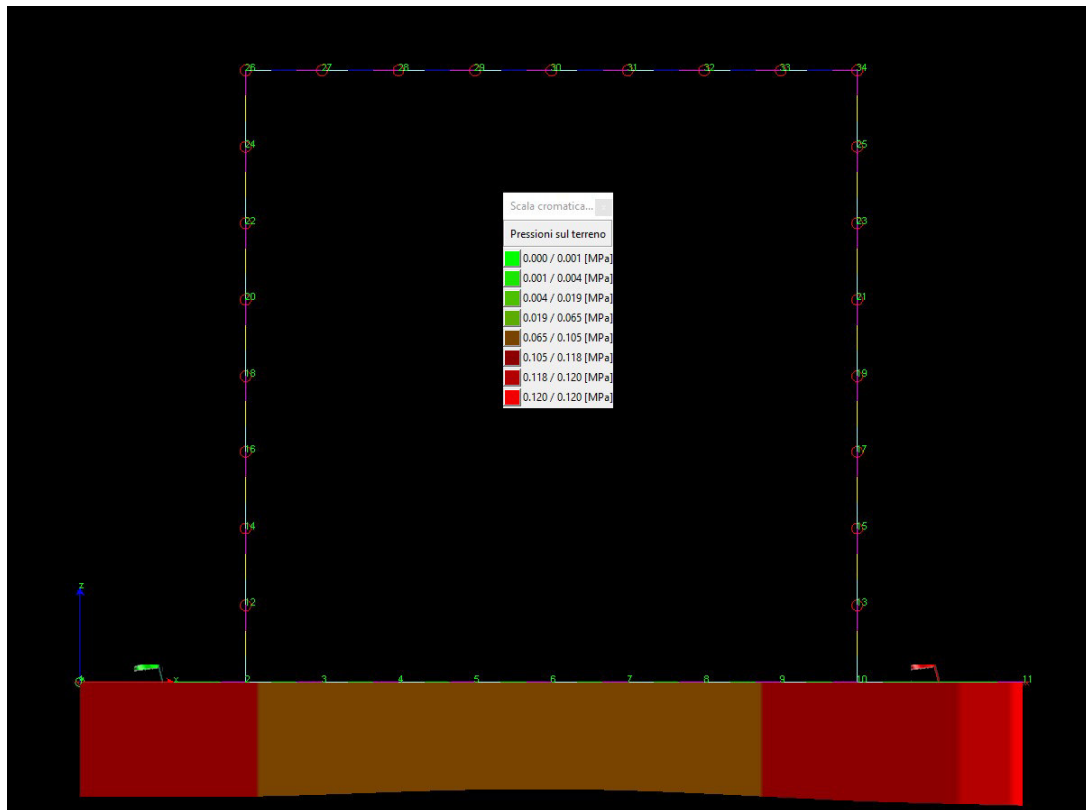


Figura 10-4"Diagramma involuppo pressioni terreno"

10.3 SOLLECITAZIONI RARE

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X30

Taglio	Min trave 10 9	-84.06 [kN]	Comb. 4	Max trave 3 2	84.92 [kN]	Comb. 4
Pressioni sul terreno	Min trave 11 10	0.086 [MPa]	Comb. 5	Max trave 6 5	0.074 [MPa]	Comb. 5
Momento flettente	Min trave 3 2	-32.28 [kNm]	Comb. 5	Max trave 7 6	20.17 [kNm]	Comb. 4
Momento torcente	Min trave 3 2	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max trave 2 1	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X30

Sforzo normale	Min asta 34 33	45.28 [kN]	Comb. 4	Max asta 34 33	46.45 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 27 26	-114.32 [kN]	Comb. 4	Max asta 34 33	115.69 [kN]	Comb. 4
Taglio piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 4
Momento torcente	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 5

RELAZIONE DI CALCOLO

Momento Flet. piano 1-2	Min asta 30 29	-34.73 [kNm]	Comb. 4	Max asta 34 33	35.96 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 27 26	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X30

Sforzo normale	Min asta 26 24	110.56 [kN]	Comb. 5	Max asta 13 10	133.69 [kN]	Comb. 4
Taglio piano 1-2	Min asta 26 24	-46.45 [kN]	Comb. 5	Max asta 34 25	46.45 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 34 25	0.00 [kN]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 24	-33.46 [kNm]	Comb. 4	Max asta 34 25	35.96 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 5

10.4 SOLLECITAZIONI FREQUENTI

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X30

Taglio	Min trave 10 9	-78.36 [kN]	Comb. 6	Max trave 3 2	79.22 [kN]	Comb. 6
Pressioni sul terreno	Min trave 11 10	0.079 [MPa]	Comb. 6	Max trave 6 5	0.057 [MPa]	Comb. 7
Momento flettente	Min trave 3 2	-29.37 [kNm]	Comb. 6	Max trave 7 6	18.22 [kNm]	Comb. 6
Momento torcente	Min trave 3 2	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max trave 2 1	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X30

Sforzo normale	Min asta 34 33	42.04 [kN]	Comb. 7	Max asta 34 33	44.47 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 27 26	-105.10 [kN]	Comb. 6	Max asta 34 33	106.47 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 7	Max asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 30 29	-31.36 [kNm]	Comb. 6	Max asta 34 33	32.94 [kNm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max asta 27 26	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X30

Sforzo normale	Min asta 26 24	77.44 [kN]	Comb. 7	Max asta 13 10	124.47 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 26 24	-44.47 [kN]	Comb. 6	Max asta 34 25	44.47 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kN]	Comb. 6	Max asta 34 25	0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 7

RELAZIONE DI CALCOLO

Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 24	-31.30 [kNm]	Comb. 6	Max asta 34 25	32.94 [kNm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 6

10.5 SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X30

Taglio	Min trave 10 9	-58.97 [kN]	Comb. 8	Max trave 3 2	58.97 [kN]	Comb. 8
Pressioni sul terreno	Min trave 2 1	0.058 [MPa]	Comb. 8	Max trave 7 6	0.055 [MPa]	Comb. 8
Momento flettente	Min trave 10 9	-23.30 [kNm]	Comb. 8	Max trave 7 6	11.63 [kNm]	Comb. 8
Momento torcente	Min trave 10 9	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max trave 11 10	0.00 [kNm]	Comb. 8

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X30

Sforzo normale	Min asta 34 33	40.72 [kN]	Comb. 8	Max asta 34 33	40.72 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 27 26	-73.80 [kN]	Comb. 8	Max asta 34 33	73.80 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 34 33	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 30 29	-19.84 [kNm]	Comb. 8	Max asta 34 33	24.44 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 34 33	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 27 26	0.00 [kNm]	Comb. 8

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X30

Sforzo normale	Min asta 34 25	73.80 [kN]	Comb. 8	Max asta 13 10	91.80 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 26 24	-40.72 [kN]	Comb. 8	Max asta 34 25	40.72 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 34 25	0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 24	-24.44 [kNm]	Comb. 8	Max asta 34 25	24.44 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 24	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 34 25	0.00 [kNm]	Comb. 8

11 VERIFICHE

11.1 VERIFICHE SLU/SLV

11.1.1 Soletta fondazione - flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 5Ø20 = 15,71cmq Afs=5Ø20 = 15,71cmq

Titolo : Soletta

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	25

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="44,92"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/>	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/>
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/>	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/>
E _s	<input type="text" value="200 000"/>	f _{cd}	<input type="text" value="18,13"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/>
ε _{syd}	<input type="text" value="1,957"/>	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12,25"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/>	τ _{co}	<input type="text" value="0,7333"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2,114"/>

M_{xRd} kN m

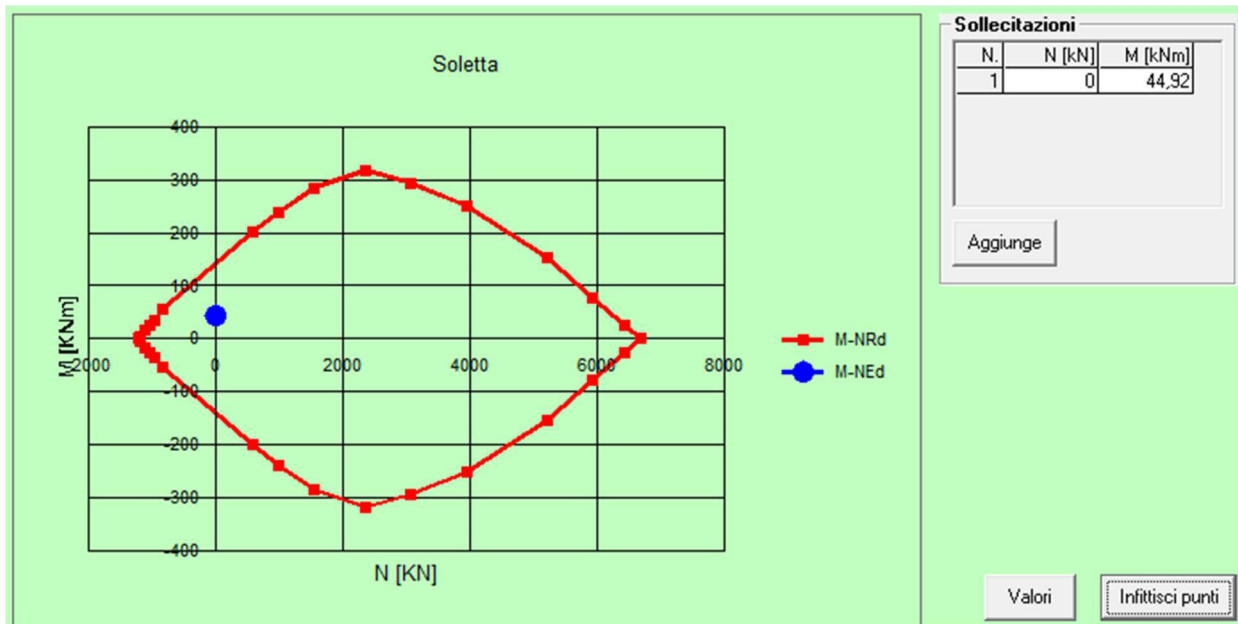
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

Precompresso



11.1.2 Soletta fondazione – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	118540	N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33,2	N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5		
altezza	h	300	mm	
copriferro	c	50	mm	
altezza utile	d	250	mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	1570	mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	300000	mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0	N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,8944272		
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,5258404		
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ₁	0,00628		rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0	N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	156422,21	N	

$$V_{Rd} = \left\{ (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA
VERIFICATA

11.1.3 Impalcato – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 6Ø20 = 18,85cmq Afs=6Ø20 = 18,85cmq

Titolo : Impalcato

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,85	5
2	18,85	25

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

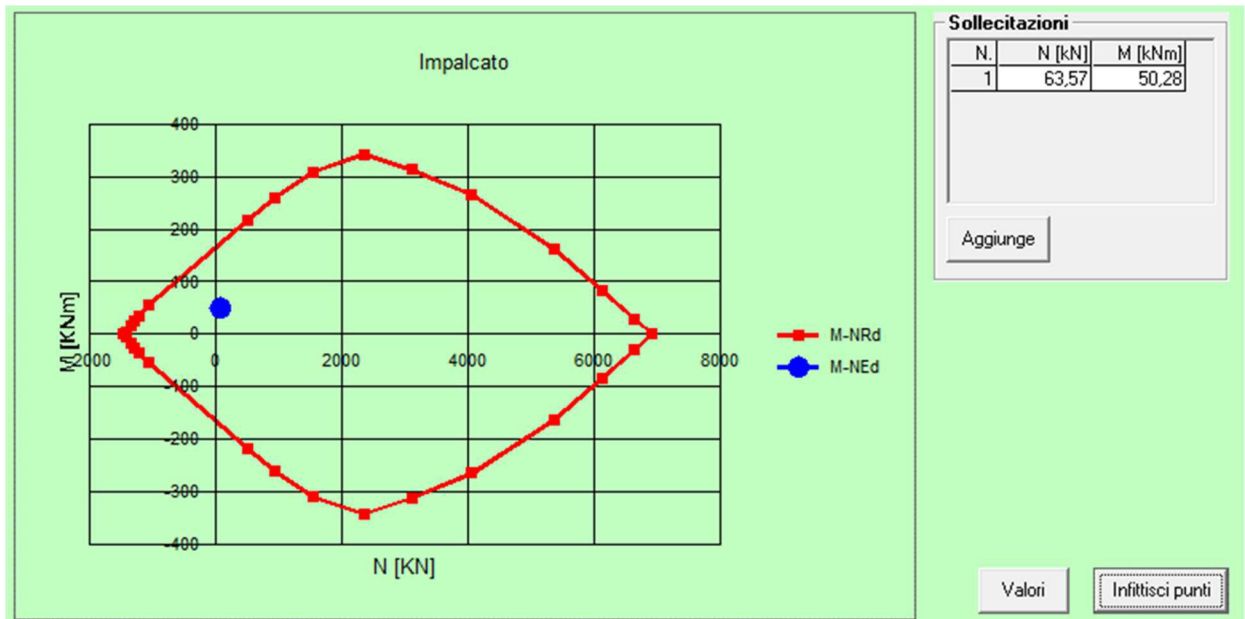
M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso



11.1.4 Impalcato – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	162470	N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33,2	N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5		
altezza	h	300	mm	
copriferro	c	50	mm	
altezza utile	d	250	mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	1884	mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	300000	mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	63570	N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,8944272		
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,5258404		
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ₁	0,007536		rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0,2119	N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	174169,65	N	

$$V_{Rd} = \left\{ (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA
VERIFICATA

11.1.5 Piedritti – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 5Ø20 = 15,71cmq Afs=5Ø20 = 15,71cmq

Titolo : Piedritti

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	25

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="18,13"/> N/mm²
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12,25"/> N/mm²
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0,7333"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2,114"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

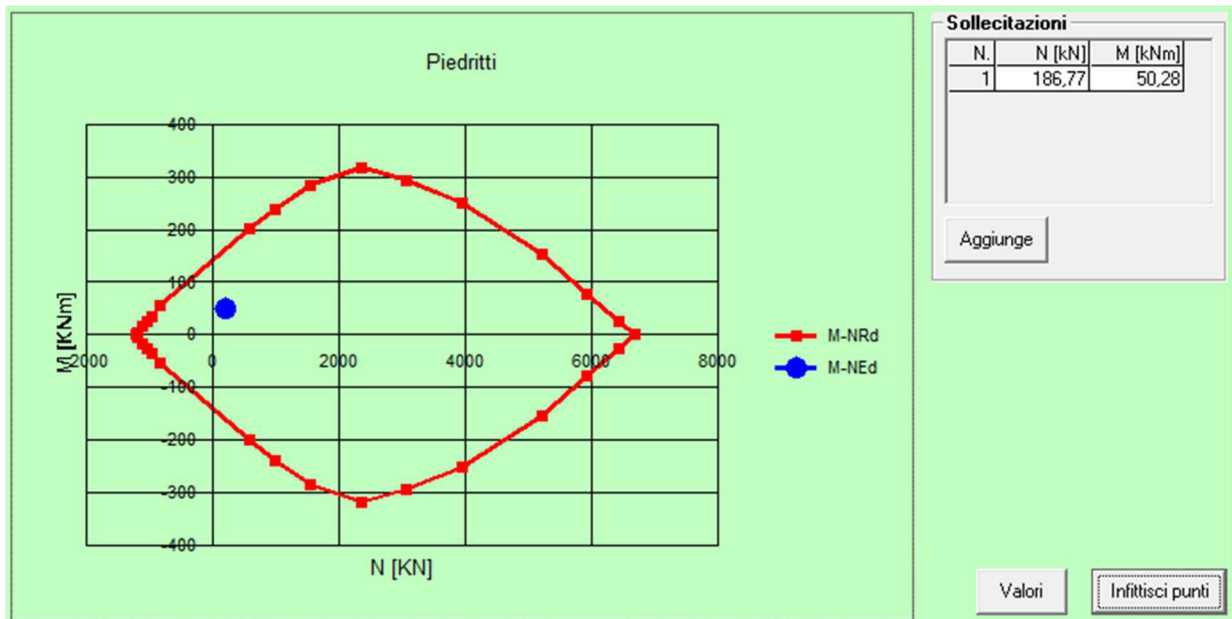
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso



11.1.6 Piedritti – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	69430	N
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33,2	N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5	
altezza	h	300	mm
copriferro	c	50	mm
altezza utile	d	250	mm
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm
armatura longitudinale	A_{sl}	1570	mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	183940	N

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 \quad k = 1,8944272$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,5258404$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02 \quad \rho_1 = 0,00628 \quad \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,6131333 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compressione della sezione}$$

$$\text{Resistenza a taglio} \quad V_{Rd} = 179414,71 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA
VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

11.2 VERIFICHE SLE

11.2.1 Impalcato

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 6Ø20 = 18,85cmq Afs=6Ø20 = 18,85cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	36,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1885	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1885	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	85,45	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	100908506	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,04	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	87,96	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	24,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1885	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1885	[mm ²]

RELAZIONE DI CALCOLO

Posizione dell'asse neutro	x	85,45	[mm]
Momento d'inertia della sezione rispetto a x	J	100908506	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,07	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	59,78	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1885	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1885	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	300	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	24,44	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	85,45	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	59,78	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	71,5181558	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	71518,1558	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02636	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000027	[-]
		0,000179	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	299,00	[mm]
		299,00	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0536	[mm]

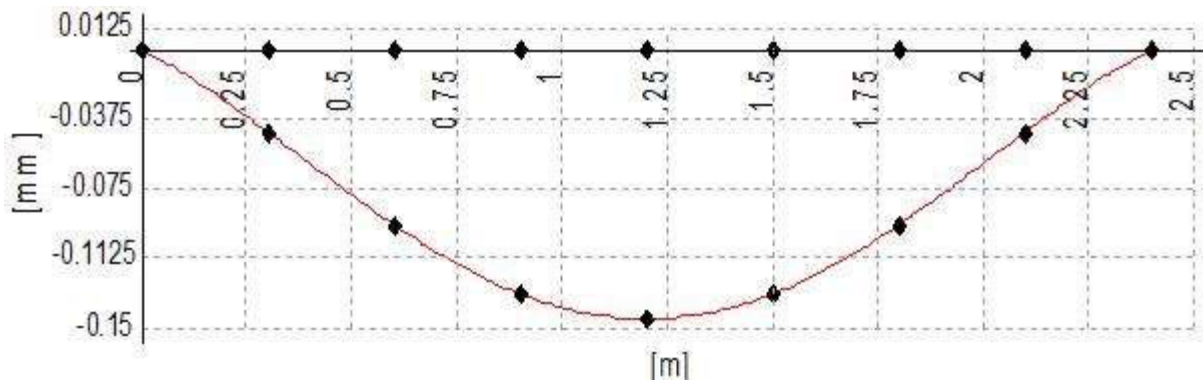
RELAZIONE DI CALCOLO

Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	32,94	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	85,45	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	80,57	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	71,5181558	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	71518,1558	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0,02636	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000131	[-]
		0,000242	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	299,00	[mm]
		299,00	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0723	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

DEFORMABILITA'

Asta Nodi	Sezione	Jx [cm ⁴]	Jy [cm ⁴]
26 - 27	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000
27 - 28	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000
28 - 29	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000
29 - 30	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000
30 - 31	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000
31 - 32	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000
32 - 33	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000
33 - 34	1 Rett. Impalcato B 100 H 30 [cm]	2500000	225000

RELAZIONE DI CALCOLO



Lunghezza dell'asta 2.40 [m]

Freccia massima nel piano 1-2 combinazione 8: -0.1 [mm] VERIFICATO

Freccia massima nel piano 1-3 combinazione 8: -0.0 [mm]

Rapporto f/L nel piano 1-2 1/-16427

Rapporto f/L nel piano 1-3 1/∞

11.2.2 Piedritti

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 5Ø20 = 15,71cmq Afs=5Ø20 = 15,71cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	36,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A_s'	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	80,77	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,3	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,33	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	104,59	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	24,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	80,77	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,26	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	71,08	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	300	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	24,44	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	71,08	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Altezza efficace	$h_{c,eff}$	73,0753875 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	73075,3875 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02150 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000030 [-] 0,000213 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	328,17 [mm] 328,17 [mm]
Ampiezza delle fessure	W_k	0,0700 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	32,94 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	95,81 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	73,0753875 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	73075,3875 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02150 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000154 [-] 0,000287 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	328,17 [mm] 328,17 [mm]
Ampiezza delle fessure	W_k	0,0943 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0,3 [mm]

11.2.3 Soletta fondazione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 5Ø20 = 15,71cmq Afs=5Ø20 = 15,71cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	32,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	80,77	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,3	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ _{c,caratt}	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,99	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	93,89	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	23,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	80,77	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,3	[mm ⁴]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,16	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	67,77	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1571	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	300	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	23,3	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	67,77	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	73,0753875	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	73075,3875	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02150	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000014	[-]
		0,000203	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	328,17	[mm]
		328,17	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0667	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	29,37	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	85,42	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	73,0753875	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	73075,3875	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ_p, eff	0,02150	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000102	[-]
		0,000256	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	328,17	[mm]
		328,17	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0841	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

11.3 VERIFICHE SLO

La normativa NTC2008 prescrive, per le costruzioni che ricadono in classe d'uso IV, verifiche di rigidezza allo stato limite di operatività.

Data la difficoltà di inserire la struttura in esame tra le categorie elencate al 7.3.7.2 delle NTC2008, si è deciso, in via cautelativa, di verificare suddetto stato limite con il valore di controllo più basso, ossia $d_r < 0,005h$, ulteriormente moltiplicato per 2/3 così come richiesto.

In definitiva il valore massimo di spostamento ammissibile è:

$$d_r = 0,005 \cdot h \cdot 2/3 = 0,005 \cdot 2400 \cdot 2/3 = 8,00 \text{ mm}$$

Massimi spostamenti differenziali orizzontali

- Fattore moltiplicativo spostamenti dovuti al sisma b 1
- c 1
- Controllo degli spostamenti di interpiano d_U inferiore a 0.0033 H

Nelle combinazioni SLD b è moltiplicato per $q_{SLD}=1.00$

Comb.	U_x		U_y		U_z		$ U_{xyz} $	
	Nodi	U_x [mm]	Nodi	U_y [mm]	Nodi	U_z [mm]	Nodi	$ U_{xyz} $ [mm]
9	10-34	0.2	2-26	0.0	10-34	-0.0	10-34	0.2

Lo spostamento nella direzione di verifica risulta essere di 0.2mm, nettamente inferiore ai limiti normativi.

12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE

12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA

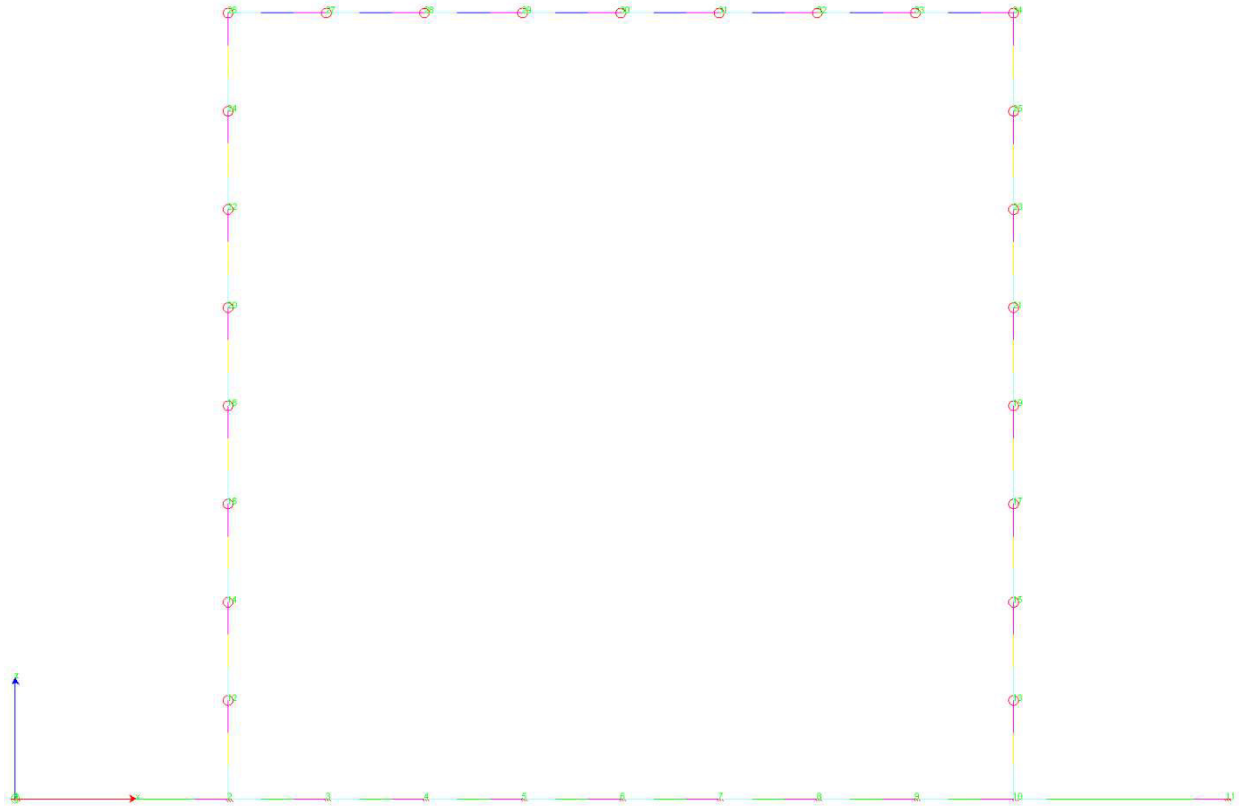


Figura 12-1 "Schema strutturale a fili"

RELAZIONE DI CALCOLO

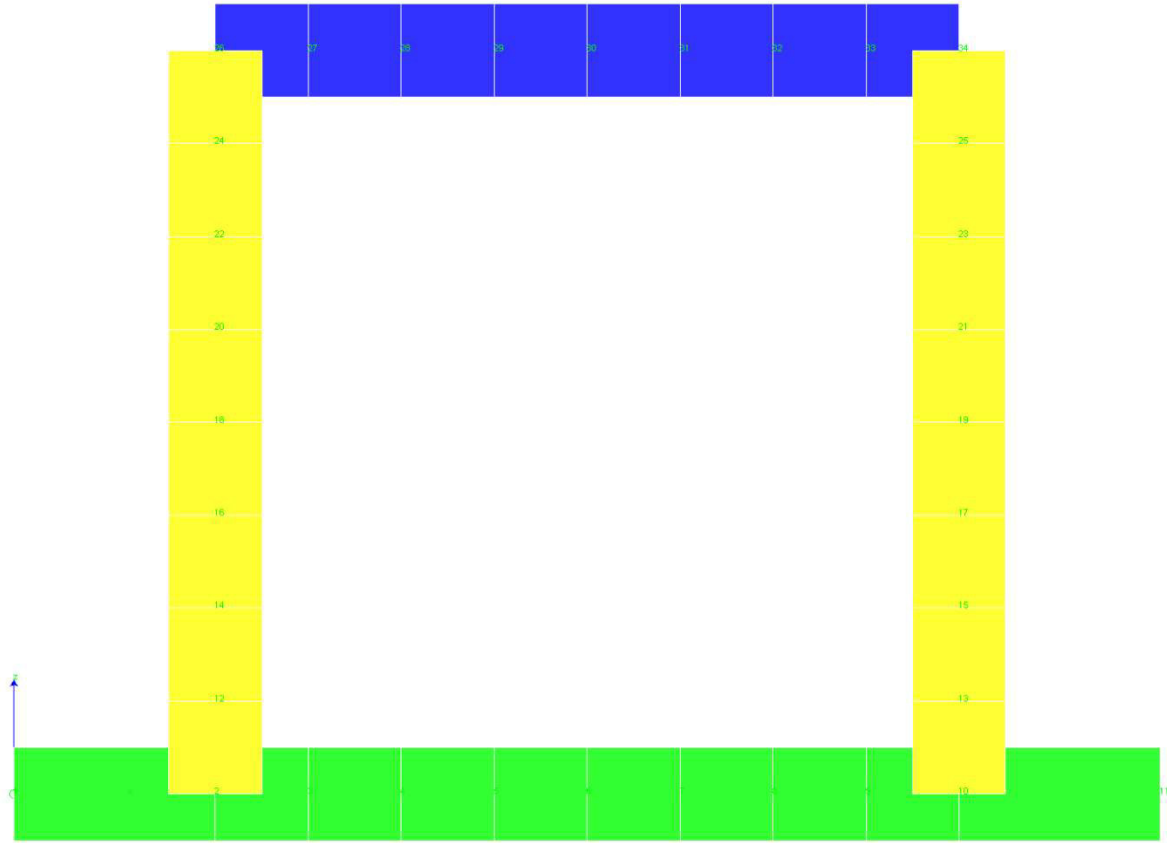


Figura 12-2"Schema strutturale solido"

Convenzioni adottate

La terna di riferimento generale è destrorsa.

I nodi vengono numerati, con riferimento a una sezione orizzontale, da sinistra a destra, dal basso verso l'alto e per quote crescenti.

L'impalcato di appartenenza di un nodo è definito, in generale, dalla prima delle tre cifre che ne definiscono il numero, possono tuttavia presentarsi casi in cui si hanno più di 100 nodi per solaio nel qual caso il solaio di appartenenza è specificato dall'ultimo valore stampato nella riga dei dati relativi al nodo.

La maschera dei vincoli è costituita dai valori 0 e 1. Il valore 1 indica che per il nodo in riferimento il grado di libertà correlativo è soppresso mentre il valore 0 indica che è libero.

Nel caso di edifici civili multipiano l'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

Nodi

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
1	-0.65	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
2	0.00	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
3	0.30	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
4	0.60	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0

RELAZIONE DI CALCOLO

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
5	0.90	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
6	1.20	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
7	1.50	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
8	1.80	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
9	2.10	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
10	2.40	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
11	3.05	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
12	0.00	0.00	0.30	0	0	0	0	0	0	0
13	2.40	0.00	0.30	0	0	0	0	0	0	0
14	0.00	0.00	0.60	0	0	0	0	0	0	0
15	2.40	0.00	0.60	0	0	0	0	0	0	0
16	0.00	0.00	0.90	0	0	0	0	0	0	0
17	2.40	0.00	0.90	0	0	0	0	0	0	0
18	0.00	0.00	1.20	0	0	0	0	0	0	0
19	2.40	0.00	1.20	0	0	0	0	0	0	0
20	0.00	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
21	2.40	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
22	0.00	0.00	1.80	0	0	0	0	0	0	0
23	2.40	0.00	1.80	0	0	0	0	0	0	0
24	0.00	0.00	2.10	0	0	0	0	0	0	0
25	2.40	0.00	2.10	0	0	0	0	0	0	0
26	0.00	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
27	0.30	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
28	0.60	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
29	0.90	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
30	1.20	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
31	1.50	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
32	1.80	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
33	2.10	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
34	2.40	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0

12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE

Convenzioni adottate

MANDATARIA:

MANDANTI:

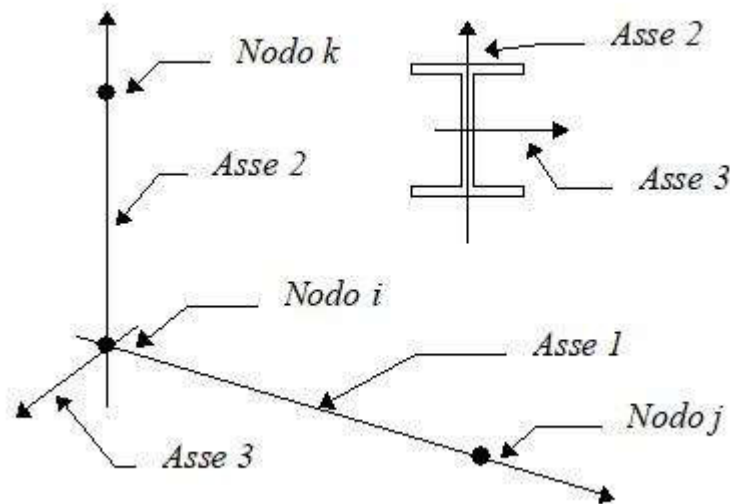
Ogni elemento tipo trave viene identificato da:

Il nodo iniziale i ;

Il nodo finale j ;

Il nodo k che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale delle travi risulta essere così disposta:



Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli alle estremità dello elemento (variabili fra 0 e 100%), nei due piani 1-2 e 1-3 della trave in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate (coefficienti V_{i12} , V_{j12} , V_{i13} , V_{j13}).

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m ³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 30 [cm] Impalcato

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	1	300000	789387	225000	2500000	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V _{i12}	V _{j12}	V _{i13}	V _{j13}	N _i	N _j	T _i	T _j	d _{ri}	d _{rj}	
27	26	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
28	27	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
29	28	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
30	29	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
31	30	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
32	31	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
33	32	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
34	33	10000	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO

Convenzioni adottate

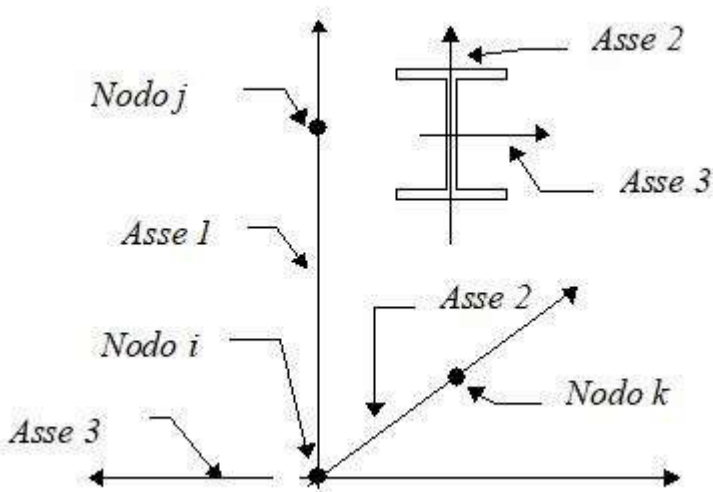
Ogni elemento tipo pilastro viene identificato da:

Il nodo iniziale *i*;

Il nodo finale *j*;

Il nodo *k* che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale del pilastro risulta quindi essere così disposta:



Sistema di riferimento locale

RELAZIONE DI CALCOLO

Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli flessionali alle estremità dell'elemento (variabili fra lo 0% e il 100%), nei due piani 1-2 e 1-3 del pilastro in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate alle estremità (coefficienti **Vi12 - Vj12 - Vi13 - Vj13**).

In generale, se non diversamente disposto, l'asse 2 coincide, per i pilastri, con l'asse **y** globale e pertanto la disposizione della sezione coincide con quella che si avrebbe in una vista in pianta.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 30 [cm] Piedritti

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm²]	Jt [cm⁴]	J2 [cm⁴]	J3 [cm⁴]	J23 [cm⁴]	Xx	Xy
1	1	300000	789387	225000	2500000	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V _{i12}	V _{j12}	V _{i13}	V _{j13}	N _i	N _j	T _i	T _j	d _{ri}	d _{rj}	
12	2	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
14	12	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
16	14	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
18	16	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
20	18	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
22	20	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
24	22	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
26	24	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
13	10	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
15	13	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
17	15	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
19	17	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
21	19	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
23	21	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
25	23	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
34	25	10001	0.30	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER

Convenzioni adottate

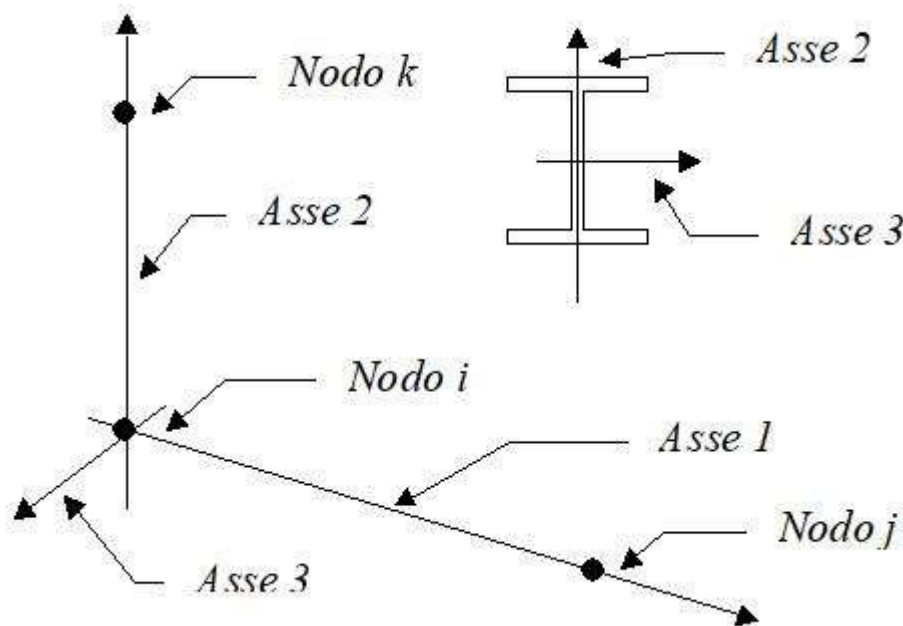
Ogni elemento tipo trave su suolo alla Winkler viene identificato da:

Il nodo iniziale i ;

il nodo finale j ;

il nodo k che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale della trave risulta essere così disposta:



La modellazione del terreno sul quale agiscono le travi è alla Winkler e pertanto particolare attenzione va riposta ai casi in cui le travi inducano sul terreno zone di trazione poichè, in tal caso, la modellazione stessa cade in difetto.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m ³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Numero	k Winkler [kg/cm ³]	E [MPa]	ν	Commento
1	5.0	0.100	0.10	Default

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Commenti	Dimensionali
1	1	Rett.	B= 100 H= 30 [cm] Terreno numero 1 Default Soletta	

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	1	300000	789387	225000	2500000	0	1.2	1.2

Travata	Trave	Nodo i	Nodo j	Nodo k	Materiale	Sezione	Luce [m]
1	1	2	1	10000	1	1	0.65
1	2	3	2	10000	1	1	0.30
1	3	4	3	10000	1	1	0.30
1	4	5	4	10000	1	1	0.30
1	5	6	5	10000	1	1	0.30
1	6	7	6	10000	1	1	0.30
1	7	8	7	10000	1	1	0.30
1	8	9	8	10000	1	1	0.30
1	9	10	9	10000	1	1	0.30
1	10	11	10	10000	1	1	0.65

12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA

Tipo di analisi Statica + Statica equivalente

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

Condizione

1	G1k_Strutturale
2	G2.1k_Geo su calotta
3	G2.2k_Spinta a riposo
4	Q1_Veicolo tandem
5	Q2_Veicolo distribuito

Condizione

6	E_Spinta sismica+X_SLV
7	E_Spinta sismica+X_SLO
8	Sisma OSLU
9	Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU_TANDEM
2	SLU_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6
2	1.35	1.35	1.35	1.125	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

3	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	6	8
3	1	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

4	RARA_TANDEM
5	RARA_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
4	1	1	1	1	0.4
5	1	1	1	0.75	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

6	FRE_TANDEM
7	FRE_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
------------	---	---	---	---	---

RELAZIONE DI CALCOLO

6	1	1	1	0.75
7	1	1	1	0.4

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

8	QUASI PERMANENTE
---	------------------

Comb.\Cond 1 2 3

8	1	1	1
---	---	---	---

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

Combinazione di carico numero

9	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond 1 2 3 9

9	1	1	1	1
---	---	---	---	---

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

I_s	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
X_g, Y_g, Z_g	coordinate centro di massa Modale
D_x, D_y	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezze
$K_{r_{zz}}, K_{t_{tmin}}, K_{t_{tmax}}$	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giratori d'inerzia ($r_1 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{tmin}})^{1/2}$, $r_2 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{tmax}})^{1/2}$)
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezze ($\Delta K = (K_i - K_{i-1}) / K_{i-1}$)
$K_{x_i}, K_{y_i}, K_{\theta z_i}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff.di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_{ij})
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
M_{mi} / M_{mtot}	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\phi_{i, U_x}, \phi_{i, U_y}, \phi_{i, \theta z}$	spostamenti modali del nodo master

Modalità di valutazione della risposta modale

RELAZIONE DI CALCOLO

Analisi spettrale via Subspace iterator

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta S = CQC(S_i)

segno risposta = sign(Σ S_i)

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modo Principale	Modale % Totale	Massa Modale
0.00 [°] SLV	2	0.08	65.8	100.0	

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _{mi} /M _{mtot}	% Σ M _{mi} /M _{mtot}
2	0.08	0.496	1.8630672455e+01		3.4710195923e+02	65.8	65.8
5	0.02	0.351	-9.1673450470e+00	49.2	8.4040214539e+01	15.9	81.7
7	0.01	0.308	6.6705322266e+00	35.8	4.4495998383e+01	8.4	90.2
16	0.00	0.295	3.3576290607e+00	18.0	1.1273673058e+01	2.1	92.3
24	0.00	0.291	2.9768640995e+00	16.0	8.8617200851e+00	1.7	94.0
10	0.00	0.300	-2.6925706863e+00	14.5	7.2499370575e+00	1.4	95.4
14	0.00	0.296	2.6625893116e+00	14.3	7.0893816948e+00	1.3	96.7
18	0.00	0.293	-2.5609242916e+00	13.7	6.5583333969e+00	1.2	97.9
30	0.00	0.290	-1.8333450556e+00	9.8	3.3611540794e+00	0.6	98.6
36	0.00	0.290	-1.2345707417e+00	6.6	1.5241649151e+00	0.3	98.9
29	0.00	0.290	1.1932057142e+00	6.4	1.4237399101e+00	0.3	99.1
21	0.00	0.292	1.1247210503e+00	6.0	1.2649974823e+00	0.2	99.4
40	0.00	0.290	1.0340583324e+00	5.6	1.0692766905e+00	0.2	99.6
47	0.00	0.289	1.0252642632e+00	5.5	1.0511667728e+00	0.2	99.8
42	0.00	0.289	-7.8779393435e-01	4.2	6.2061929703e-01	0.1	99.9
54	0.00	0.289	5.3975147009e-01	2.9	2.9133164883e-01	0.1	100.0
45	0.00	0.289	-3.1433087587e-01	1.7	9.8803900182e-02	0.0	100.0
70	0.00	0.289	2.9961392283e-01	1.6	8.9768499136e-02	0.0	100.0
35	0.00	0.290	2.1550603211e-01	1.2	4.6442851424e-02	0.0	100.0
72	0.00	0.289	-6.1151701957e-02	0.3	3.7395306863e-03	0.0	100.0
67	0.00	0.289	5.5472265929e-02	0.3	3.0771722086e-03	0.0	100.0
64	0.00	0.289	4.1927095503e-02	0.2	1.7578813713e-03	0.0	100.0
50	0.00	0.289	-3.4101452678e-02	0.2	1.1629090877e-03	0.0	100.0
75	0.00	0.289	-1.9992956892e-02	0.1	3.9971832302e-04	0.0	100.0

RELAZIONE DI CALCOLO

78	0.00	0.289	7.5511713512e-03	0.0	5.7020188251e-05	0.0	100.0
73	0.00	0.289	-5.8031380177e-03	0.0	3.3676409657e-05	0.0	100.0
66	0.00	0.289	-2.9984575231e-03	0.0	8.9907471192e-06	0.0	100.0
80	0.00	0.289	-6.1466230545e-04	0.0	3.7780975504e-07	0.0	100.0
8	0.01	0.307	1.2458453966e-05	0.0	1.5521307850e-10	0.0	100.0
34	0.00	0.290	-2.7856960969e-06	0.0	7.7601024565e-12	0.0	100.0
76	0.00	0.289	2.7179285098e-06	0.0	7.3871351744e-12	0.0	100.0
53	0.00	0.289	-2.1842829483e-06	0.0	4.7710919417e-12	0.0	100.0
79	0.00	0.289	-1.8352188818e-06	0.0	3.3680282955e-12	0.0	100.0
15	0.00	0.295	6.9774597478e-07	0.0	4.8684943880e-13	0.0	100.0
3	0.04	0.399	-6.0486740949e-07	0.0	3.6586459231e-13	0.0	100.0
48	0.00	0.289	5.8240698309e-07	0.0	3.3919788094e-13	0.0	100.0
9	0.01	0.303	3.3824187540e-07	0.0	1.1440756112e-13	0.0	100.0
69	0.00	0.289	-3.2098722613e-07	0.0	1.0303279632e-13	0.0	100.0
23	0.00	0.292	-3.0364310533e-07	0.0	9.2199136509e-14	0.0	100.0
56	0.00	0.289	2.6996872293e-07	0.0	7.2883112577e-14	0.0	100.0
28	0.00	0.291	-2.2954590406e-07	0.0	5.2691320952e-14	0.0	100.0
38	0.00	0.290	-2.1095581815e-07	0.0	4.4502358883e-14	0.0	100.0
74	0.00	0.289	1.8089036757e-07	0.0	3.2721326598e-14	0.0	100.0
68	0.00	0.289	1.6766209399e-07	0.0	2.8110577288e-14	0.0	100.0
63	0.00	0.289	1.4173747331e-07	0.0	2.0089510703e-14	0.0	100.0
12	0.00	0.298	1.2875877076e-07	0.0	1.6578821717e-14	0.0	100.0
31	0.00	0.290	1.1750992002e-07	0.0	1.3808580981e-14	0.0	100.0
39	0.00	0.290	-9.6175803321e-08	0.0	9.2497852842e-15	0.0	100.0
51	0.00	0.289	8.8226002504e-08	0.0	7.7838279035e-15	0.0	100.0
77	0.00	0.289	8.5779497283e-08	0.0	7.3581218497e-15	0.0	100.0
19	0.00	0.293	-6.3501339298e-08	0.0	4.0324202006e-15	0.0	100.0
71	0.00	0.289	-5.7986738966e-08	0.0	3.3624618203e-15	0.0	100.0
65	0.00	0.289	-5.1351367603e-08	0.0	2.6369628544e-15	0.0	100.0
6	0.01	0.321	-5.0876110436e-08	0.0	2.5883785268e-15	0.0	100.0
20	0.00	0.292	4.4866492743e-08	0.0	2.0130021748e-15	0.0	100.0
46	0.00	0.289	4.4368427154e-08	0.0	1.9685572972e-15	0.0	100.0
26	0.00	0.291	-1.0977762699e-08	0.0	1.2051126846e-16	0.0	100.0
11	0.00	0.299	7.0261997074e-16	0.0	4.9367480754e-31	0.0	100.0
25	0.00	0.291	-4.8601919362e-16	0.0	2.3621464940e-31	0.0	100.0
17	0.00	0.294	-4.7021975276e-16	0.0	2.2110660826e-31	0.0	100.0

RELAZIONE DI CALCOLO

32	0.00	0.290	2.1465794823e-16	0.0	4.6078035550e-32	0.0	100.0
43	0.00	0.289	-1.9201119890e-16	0.0	3.6868301797e-32	0.0	100.0
49	0.00	0.289	-5.0690028293e-17	0.0	2.5694789387e-33	0.0	100.0
58	0.00	0.289	3.9513445097e-17	0.0	1.5613123516e-33	0.0	100.0
55	0.00	0.289	3.0806082057e-17	0.0	9.4901470115e-34	0.0	100.0
1	0.22	0.680	3.0666606171e-17	0.0	9.4044075556e-34	0.0	100.0
37	0.00	0.290	2.7533011091e-17	0.0	7.5806671004e-34	0.0	100.0
60	0.00	0.289	1.7738272814e-17	0.0	3.1464631776e-34	0.0	100.0
4	0.03	0.353	1.3430470866e-17	0.0	1.8037755331e-34	0.0	100.0
62	0.00	0.289	-8.8963647111e-18	0.0	7.9145305697e-35	0.0	100.0
33	0.00	0.290	-1.5770400004e-18	0.0	2.4870551861e-36	0.0	100.0
27	0.00	0.291	1.4721385060e-18	0.0	2.1671917943e-36	0.0	100.0
22	0.00	0.292	-1.3515532537e-18	0.0	1.8266962668e-36	0.0	100.0
13	0.00	0.296	-1.3452160162e-18	0.0	1.8096060755e-36	0.0	100.0
44	0.00	0.289	-7.5597933527e-19	0.0	5.7150475854e-37	0.0	100.0
57	0.00	0.289	-2.9139921204e-19	0.0	8.4913502134e-38	0.0	100.0
52	0.00	0.289	-2.8908362331e-19	0.0	8.3569343016e-38	0.0	100.0
41	0.00	0.290	1.5910715685e-19	0.0	2.5315087342e-38	0.0	100.0
59	0.00	0.289	1.4633418280e-19	0.0	2.1413693051e-38	0.0	100.0
61	0.00	0.289	2.2135031690e-20	0.0	4.8995980416e-40	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 6+540 Lotto 1 Longitudine 14.6745 Latitudine 36.9874
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di struttura massimo, C, per sisma orizzontale 1.00 ($q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$)
- Fattore di duttilità α_u / α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

MANDATARIA:

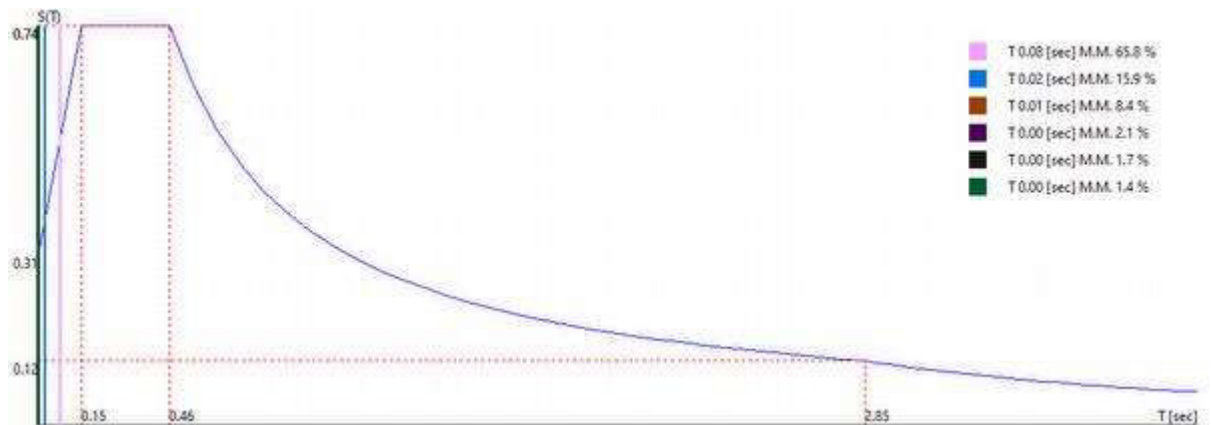
MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 949 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.15 [sec]
- T_C 0.46 [sec]
- T_D 2.85 [sec]
- a_B/g 0.3133
- F_o 2.3581
- T_C^* 0.4563



0.00 [°] SLV

Sintesi dei risultati SLO per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modo Principale	Modale % Totale	Massa Modale
0.00 [°] SLO	2	0.08	65.8	100.0	

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLO

RELAZIONE DI CALCOLO

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _{mi} /M _{mtot}	% Σ M _{mi} /M _{mtot}
2	0.08	0.130	1.8630672455e+01		3.4710195923e+02	65.8	65.8
5	0.02	0.077	-9.1673450470e+00	49.2	8.4040214539e+01	15.9	81.7
7	0.01	0.062	6.6705322266e+00	35.8	4.4495998383e+01	8.4	90.2
16	0.00	0.057	3.3576290607e+00	18.0	1.1273673058e+01	2.1	92.3
24	0.00	0.056	2.9768640995e+00	16.0	8.8617200851e+00	1.7	94.0
10	0.00	0.059	-2.6925706863e+00	14.5	7.2499370575e+00	1.4	95.4
14	0.00	0.058	2.6625893116e+00	14.3	7.0893816948e+00	1.3	96.7
18	0.00	0.057	-2.5609242916e+00	13.7	6.5583333969e+00	1.2	97.9
30	0.00	0.056	-1.8333450556e+00	9.8	3.3611540794e+00	0.6	98.6
36	0.00	0.056	-1.2345707417e+00	6.6	1.5241649151e+00	0.3	98.9
29	0.00	0.056	1.1932057142e+00	6.4	1.4237399101e+00	0.3	99.1
21	0.00	0.056	1.1247210503e+00	6.0	1.2649974823e+00	0.2	99.4
40	0.00	0.056	1.0340583324e+00	5.6	1.0692766905e+00	0.2	99.6
47	0.00	0.056	1.0252642632e+00	5.5	1.0511667728e+00	0.2	99.8
42	0.00	0.056	-7.8779393435e-01	4.2	6.2061929703e-01	0.1	99.9
54	0.00	0.056	5.3975147009e-01	2.9	2.9133164883e-01	0.1	100.0
45	0.00	0.056	-3.1433087587e-01	1.7	9.8803900182e-02	0.0	100.0
70	0.00	0.055	2.9961392283e-01	1.6	8.9768499136e-02	0.0	100.0
35	0.00	0.056	2.1550603211e-01	1.2	4.6442851424e-02	0.0	100.0
72	0.00	0.055	-6.1151701957e-02	0.3	3.7395306863e-03	0.0	100.0
67	0.00	0.055	5.5472265929e-02	0.3	3.0771722086e-03	0.0	100.0
64	0.00	0.055	4.1927095503e-02	0.2	1.7578813713e-03	0.0	100.0
50	0.00	0.056	-3.4101452678e-02	0.2	1.1629090877e-03	0.0	100.0
75	0.00	0.055	-1.9992956892e-02	0.1	3.9971832302e-04	0.0	100.0
78	0.00	0.055	7.5511713512e-03	0.0	5.7020188251e-05	0.0	100.0
73	0.00	0.055	-5.8031380177e-03	0.0	3.3676409657e-05	0.0	100.0
66	0.00	0.055	-2.9984575231e-03	0.0	8.9907471192e-06	0.0	100.0
80	0.00	0.055	-6.1466230545e-04	0.0	3.7780975504e-07	0.0	100.0
8	0.01	0.062	1.2458453966e-05	0.0	1.5521307850e-10	0.0	100.0
34	0.00	0.056	-2.7856960969e-06	0.0	7.7601024565e-12	0.0	100.0
76	0.00	0.055	2.7179285098e-06	0.0	7.3871351744e-12	0.0	100.0
53	0.00	0.056	-2.1842829483e-06	0.0	4.7710919417e-12	0.0	100.0
79	0.00	0.055	-1.8352188818e-06	0.0	3.3680282955e-12	0.0	100.0
15	0.00	0.058	6.9774597478e-07	0.0	4.8684943880e-13	0.0	100.0
3	0.04	0.095	-6.0486740949e-07	0.0	3.6586459231e-13	0.0	100.0
48	0.00	0.056	5.8240698309e-07	0.0	3.3919788094e-13	0.0	100.0
9	0.01	0.061	3.3824187540e-07	0.0	1.1440756112e-13	0.0	100.0

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

69	0.00	0.055	-3.2098722613e-07	0.0	1.0303279632e-13	0.0	100.0
23	0.00	0.056	-3.0364310533e-07	0.0	9.2199136509e-14	0.0	100.0
56	0.00	0.056	2.6996872293e-07	0.0	7.2883112577e-14	0.0	100.0
28	0.00	0.056	-2.2954590406e-07	0.0	5.2691320952e-14	0.0	100.0
38	0.00	0.056	-2.1095581815e-07	0.0	4.4502358883e-14	0.0	100.0
74	0.00	0.055	1.8089036757e-07	0.0	3.2721326598e-14	0.0	100.0
68	0.00	0.055	1.6766209399e-07	0.0	2.8110577288e-14	0.0	100.0
63	0.00	0.055	1.4173747331e-07	0.0	2.0089510703e-14	0.0	100.0
12	0.00	0.059	1.2875877076e-07	0.0	1.6578821717e-14	0.0	100.0
31	0.00	0.056	1.1750992002e-07	0.0	1.3808580981e-14	0.0	100.0
39	0.00	0.056	-9.6175803321e-08	0.0	9.2497852842e-15	0.0	100.0
51	0.00	0.056	8.8226002504e-08	0.0	7.7838279035e-15	0.0	100.0
77	0.00	0.055	8.5779497283e-08	0.0	7.3581218497e-15	0.0	100.0
19	0.00	0.057	-6.3501339298e-08	0.0	4.0324202006e-15	0.0	100.0
71	0.00	0.055	-5.7986738966e-08	0.0	3.3624618203e-15	0.0	100.0
65	0.00	0.055	-5.1351367603e-08	0.0	2.6369628544e-15	0.0	100.0
6	0.01	0.067	-5.0876110436e-08	0.0	2.5883785268e-15	0.0	100.0
20	0.00	0.057	4.4866492743e-08	0.0	2.0130021748e-15	0.0	100.0
46	0.00	0.056	4.4368427154e-08	0.0	1.9685572972e-15	0.0	100.0
26	0.00	0.056	-1.0977762699e-08	0.0	1.2051126846e-16	0.0	100.0
11	0.00	0.059	7.0261997074e-16	0.0	4.9367480754e-31	0.0	100.0
25	0.00	0.056	-4.8601919362e-16	0.0	2.3621464940e-31	0.0	100.0
17	0.00	0.057	-4.7021975276e-16	0.0	2.2110660826e-31	0.0	100.0
32	0.00	0.056	2.1465794823e-16	0.0	4.6078035550e-32	0.0	100.0
43	0.00	0.056	-1.9201119890e-16	0.0	3.6868301797e-32	0.0	100.0
49	0.00	0.056	-5.0690028293e-17	0.0	2.5694789387e-33	0.0	100.0
58	0.00	0.055	3.9513445097e-17	0.0	1.5613123516e-33	0.0	100.0
55	0.00	0.056	3.0806082057e-17	0.0	9.4901470115e-34	0.0	100.0
1	0.22	0.138	3.0666606171e-17	0.0	9.4044075556e-34	0.0	100.0
37	0.00	0.056	2.7533011091e-17	0.0	7.5806671004e-34	0.0	100.0
60	0.00	0.055	1.7738272814e-17	0.0	3.1464631776e-34	0.0	100.0
4	0.03	0.078	1.3430470866e-17	0.0	1.8037755331e-34	0.0	100.0
62	0.00	0.055	-8.8963647111e-18	0.0	7.9145305697e-35	0.0	100.0
33	0.00	0.056	-1.5770400004e-18	0.0	2.4870551861e-36	0.0	100.0
27	0.00	0.056	1.4721385060e-18	0.0	2.1671917943e-36	0.0	100.0
22	0.00	0.056	-1.3515532537e-18	0.0	1.8266962668e-36	0.0	100.0
13	0.00	0.058	-1.3452160162e-18	0.0	1.8096060755e-36	0.0	100.0
44	0.00	0.056	-7.5597933527e-19	0.0	5.7150475854e-37	0.0	100.0
57	0.00	0.055	-2.9139921204e-19	0.0	8.4913502134e-38	0.0	100.0

RELAZIONE DI CALCOLO

52	0.00	0.056	-2.8908362331e-19	0.0	8.3569343016e-38	0.0	100.0
41	0.00	0.056	1.5910715685e-19	0.0	2.5315087342e-38	0.0	100.0
59	0.00	0.055	1.4633418280e-19	0.0	2.1413693051e-38	0.0	100.0
61	0.00	0.055	2.2135031690e-20	0.0	4.8995980416e-40	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

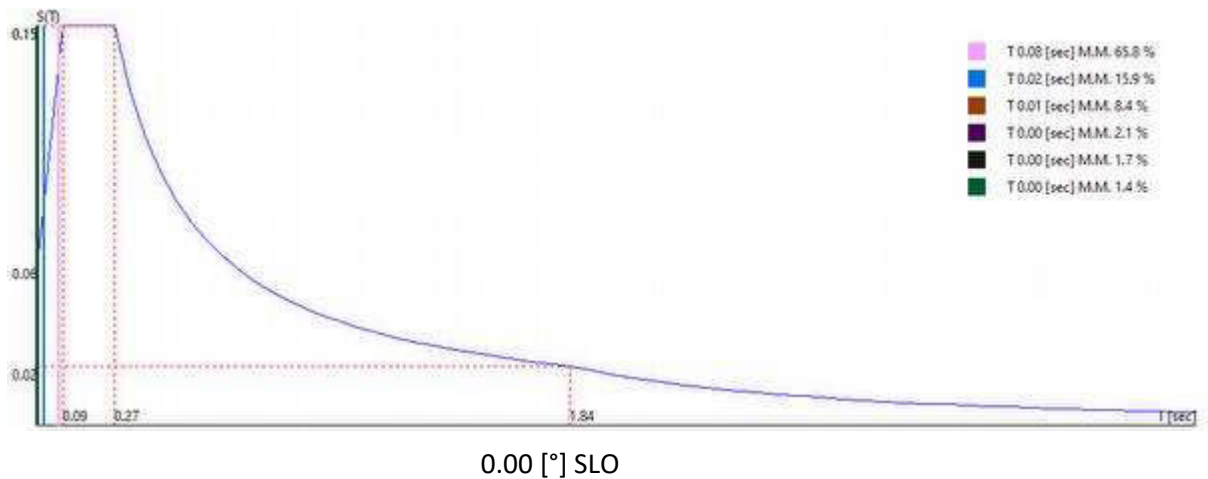
- Tombino km 6+540 Lotto 1 Longitudine 14.6745 Latitudine 36.9874
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di struttura massimo, C, per sisma orizzontale 1.00 ($q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$)
- Fattore di duttilità α_u / α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLO H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 81.0 e periodo di ritorno (T_R) 60 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.09 [sec]
- T_C 0.27 [sec]
- T_D 1.84 [sec]
- a_g/g 0.0597
- F_o 2.5025
- T_C^* 0.2700

MANDATARIA:

MANDANTI:



12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI

Convenzioni adottate

I carichi applicati vengono raccolti nella tabella riportata alla fine del paragrafo e si intendono applicati nel sistema di riferimento locale dell'elemento.

Per la lettura della tabella si definiscono:

NodoI, NodoJ

I nodi iniziale/finale dell'asta o lato dell'elemento cui afferisce il carico

L

La distanza fra i suddetti nodi.

q_{xi} , ..., q_{xj}

Le componenti di un carico distribuito costante o variabile linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

x_i , x_j

Le distanze, misurate a partire dal NodoI, dei punti di applicazione dei carichi q_{xi} .. q_{xj} relativi a carichi distribuiti applicati su porzioni di un'asta.

P_x , ..., P_z x_{App}

Le componenti di un Carico Concentrato applicato a distanza x_{App} dal NodoI.

M_x , ..., M_z x_{App}

Le componenti di una Coppia Concentrata applicata a distanza x_{App} dal NodoI.

Var Termica Assiale, ..., Var Termica Farfalla 13

RELAZIONE DI CALCOLO

Le variazioni termiche (Assiali ed a Farfalla) misurate in gradi Celsius.

m_{xi}, \dots, m_{zj}

Le componenti di coppie distribuite costanti o variabili lineramente iniziali (indice i) e finale (indice j).

$q_{S_x}, q_{S_y}, q_{S_z}$

carichi, per unità di superficie, applicati su elementi superficiali o facce di elementi solidi

Peso Proprio

Il valore del carico derivante dal peso proprio dell'elemento

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	x_i [m]	q_{xi} [KN/m]	q_{yi} [KN/m]	q_{zi} [KN/m]	x_j [m]	q_{xj} [KN/m]	q_{yj} [KN/m]	q_{zj} [KN/m]
27	26	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00
			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
2	1	0.65	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.65	0.00	7.50	0.00
12	2	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-42.00	-0.00	0.30	0.00	-42.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
28	27	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00
			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
3	2	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
14	12	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-40.00	-0.00	0.30	0.00	-40.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
29	28	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
4	3	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
16	14	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-37.00	-0.00	0.30	0.00	-37.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
30	29	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00
			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
5	4	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
18	16	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-35.00	-0.00	0.30	0.00	-35.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
31	30	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00
			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
6	5	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
20	18	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-32.00	-0.00	0.30	0.00	-32.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
32	31	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00
			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
7	6	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
22	20	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-29.00	-0.00	0.30	0.00	-29.00	-0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
33	32	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00
			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
8	7	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
24	22	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.30	0.00	-27.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
34	33	0.30	5	0.00	0.00	9.00	0.00	0.30	0.00	9.00	0.00
			4	0.00	0.00	30.74	0.00	0.30	0.00	30.74	0.00
			2	0.00	0.00	54.00	0.00	0.30	0.00	54.00	0.00
			1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
9	8	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
26	24	0.30	7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.30	0.00	-3.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.30	0.00	-15.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.30	0.00	-4.00	-0.00
			3	0.00	0.00	-24.00	-0.00	0.30	0.00	-24.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
13	10	0.30	3	0.00	0.00	42.00	0.00	0.30	0.00	42.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
10	9	0.30	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.30	0.00	7.50	0.00
15	13	0.30	3	0.00	0.00	40.00	0.00	0.30	0.00	40.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
11	10	0.65	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.65	0.00	7.50	0.00
17	15	0.30	3	0.00	0.00	37.00	0.00	0.30	0.00	37.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
19	17	0.30	3	0.00	0.00	35.00	0.00	0.30	0.00	35.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
21	19	0.30	3	0.00	0.00	32.00	0.00	0.30	0.00	32.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
23	21	0.30	3	0.00	0.00	29.00	0.00	0.30	0.00	29.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
25	23	0.30	3	0.00	0.00	27.00	0.00	0.30	0.00	27.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

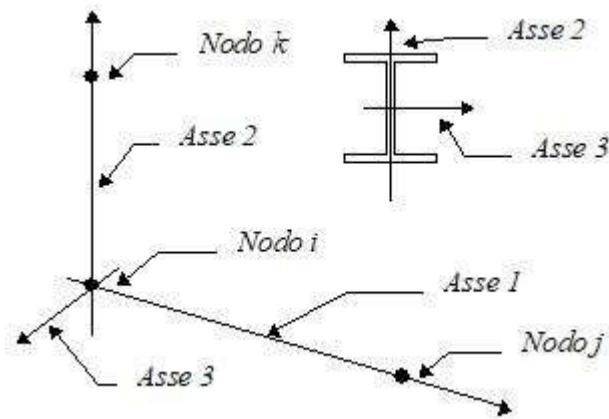
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00
34	25	0.30	3	0.00	0.00	24.00	0.00	0.30	0.00	24.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.30	-7.50	0.00	0.00

12.7 AZIONI TRAVI

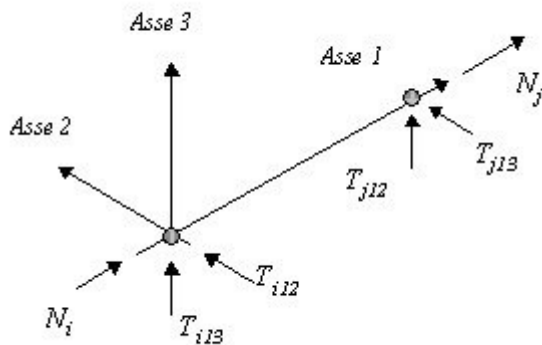
Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nelle travi sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

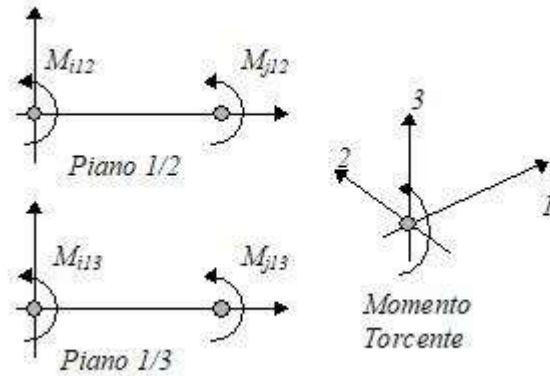
La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



RELAZIONE DI CALCOLO



Per ogni trave vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	27	61.81	-120.06	-0.00	-0.00	-0.00	4.45
	26	-61.81	160.42	0.00	0.00	0.00	-46.52
2	27	63.57	-115.43	-0.00	-0.00	-0.00	3.59
	26	-63.57	154.76	0.00	0.00	0.00	-44.12
3	27	45.47	-41.74	-0.00	-0.00	-0.00	-5.11
	26	-45.47	60.19	0.00	0.00	0.00	-10.18
4	27	45.28	-85.57	-0.00	-0.00	-0.00	3.47
	26	-45.28	114.32	0.00	0.00	0.00	-33.46
5	27	46.45	-82.49	-0.00	-0.00	-0.00	2.90
	26	-46.45	110.56	0.00	0.00	0.00	-31.86
6	27	44.47	-78.66	-0.00	-0.00	-0.00	3.73
	26	-44.47	105.10	0.00	0.00	0.00	-31.30
7	27	42.04	-57.91	-0.00	-0.00	-0.00	4.52
	26	-42.04	77.44	0.00	0.00	0.00	-24.82
8	27	40.72	-55.35	-0.00	-0.00	-0.00	5.07
	26	-40.72	73.80	0.00	0.00	0.00	-24.44
9	27	41.43	-52.20	-0.00	-0.00	-0.00	2.68
	26	-41.43	70.65	0.00	0.00	0.00	-21.10
1	28	61.81	-79.69	-0.00	-0.00	-0.00	-25.52
	27	-61.81	120.06	0.00	0.00	0.00	-4.45
2	28	63.57	-76.10	-0.00	-0.00	-0.00	-25.14
	27	-63.57	115.43	0.00	0.00	0.00	-3.59

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
3	28	46.64	-23.54	-0.00	-0.00	-0.00	-14.95
	27	-46.64	41.99	0.00	0.00	0.00	5.11
4	28	45.28	-56.82	-0.00	-0.00	-0.00	-17.89
	27	-45.28	85.57	0.00	0.00	0.00	-3.47
5	28	46.45	-54.42	-0.00	-0.00	-0.00	-17.63
	27	-46.45	82.49	0.00	0.00	0.00	-2.90
6	28	44.47	-52.21	-0.00	-0.00	-0.00	-15.90
	27	-44.47	78.66	0.00	0.00	0.00	-3.73
7	28	42.04	-38.38	-0.00	-0.00	-0.00	-9.93
	27	-42.04	57.91	0.00	0.00	0.00	-4.52
8	28	40.72	-36.90	-0.00	-0.00	-0.00	-8.77
	27	-40.72	55.35	0.00	0.00	0.00	-5.07
9	28	41.74	-33.82	-0.00	-0.00	-0.00	-10.24
	27	-41.74	52.27	0.00	0.00	0.00	-2.68
1	29	61.81	-39.33	-0.00	-0.00	-0.00	-43.37
	28	-61.81	79.69	0.00	0.00	0.00	25.52
2	29	63.57	-36.77	-0.00	-0.00	-0.00	-42.07
	28	-63.57	76.10	0.00	0.00	0.00	25.14
3	29	47.81	-5.24	-0.00	-0.00	-0.00	-19.28
	28	-47.81	23.69	0.00	0.00	0.00	14.95
4	29	45.28	-28.07	-0.00	-0.00	-0.00	-30.62
	28	-45.28	56.82	0.00	0.00	0.00	17.89
5	29	46.45	-26.36	-0.00	-0.00	-0.00	-29.75
	28	-46.45	54.42	0.00	0.00	0.00	17.63
6	29	44.47	-25.76	-0.00	-0.00	-0.00	-27.59
	28	-44.47	52.21	0.00	0.00	0.00	15.90
7	29	42.04	-18.85	-0.00	-0.00	-0.00	-18.51
	28	-42.04	38.38	0.00	0.00	0.00	9.93
8	29	40.72	-18.45	-0.00	-0.00	-0.00	-17.07
	28	-40.72	36.90	0.00	0.00	0.00	8.77
9	29	42.04	-15.41	-0.00	-0.00	-0.00	-17.63
	28	-42.04	33.86	0.00	0.00	0.00	10.24

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	30	61.81	1.03	-0.00	-0.00	-0.00	-49.12
	29	-61.81	39.33	0.00	0.00	0.00	43.37
2	30	63.57	2.57	-0.00	-0.00	-0.00	-47.20
	29	-63.57	36.77	0.00	0.00	0.00	42.07
3	30	48.99	13.15	-0.00	-0.00	-0.00	-18.11
	29	-48.99	5.30	0.00	0.00	0.00	19.28
4	30	45.28	0.68	-0.00	-0.00	-0.00	-34.73
	29	-45.28	28.07	0.00	0.00	0.00	30.62
5	30	46.45	1.71	-0.00	-0.00	-0.00	-33.45
	29	-46.45	26.36	0.00	0.00	0.00	29.75
6	30	44.47	0.68	-0.00	-0.00	-0.00	-31.35
	29	-44.47	25.76	0.00	0.00	0.00	27.59
7	30	42.04	0.68	-0.00	-0.00	0.00	-21.23
	29	-42.04	18.85	0.00	0.00	0.00	18.51
8	30	40.72	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-19.84
	29	-40.72	18.45	0.00	0.00	0.00	17.07
9	30	42.34	3.02	-0.00	-0.00	0.00	-19.49
	29	-42.34	15.43	0.00	0.00	0.00	17.63
1	31	61.81	41.39	-0.00	-0.00	0.00	-42.75
	30	-61.81	-1.03	0.00	0.00	0.00	49.12
2	31	63.57	41.90	-0.00	-0.00	0.00	-40.53
	30	-63.57	-2.57	0.00	0.00	0.00	47.20
3	31	50.17	31.60	-0.00	-0.00	0.00	-11.40
	30	-50.17	-13.15	0.00	0.00	0.00	18.11
4	31	45.28	29.44	-0.00	-0.00	0.00	-30.21
	30	-45.28	-0.68	0.00	0.00	-0.00	34.73
5	31	46.45	29.78	-0.00	-0.00	0.00	-28.72
	30	-46.45	-1.71	0.00	0.00	0.00	33.45
6	31	44.47	27.13	-0.00	-0.00	0.00	-27.18
	30	-44.47	-0.68	0.00	0.00	-0.00	31.35
7	31	42.04	20.21	-0.00	-0.00	0.00	-18.10
	30	-42.04	-0.68	0.00	0.00	-0.00	21.23
8	31	40.72	18.45	-0.00	-0.00	0.00	-17.07

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	30	-40.72	0.00	0.00	0.00	-0.00	19.84
9	31	42.64	21.47	-0.00	-0.00	0.00	-15.82
	30	-42.64	-3.02	0.00	0.00	-0.00	19.49
1	32	61.81	81.75	-0.00	-0.00	0.00	-24.28
	31	-61.81	-41.39	0.00	0.00	-0.00	42.75
2	32	63.57	81.23	-0.00	-0.00	0.00	-22.06
	31	-63.57	-41.90	0.00	0.00	-0.00	40.53
3	32	51.34	50.11	-0.00	-0.00	0.00	0.87
	31	-51.34	-31.66	0.00	0.00	-0.00	11.40
4	32	45.28	58.19	-0.00	-0.00	0.00	-17.07
	31	-45.28	-29.44	0.00	0.00	-0.00	30.21
5	32	46.45	57.84	-0.00	-0.00	0.00	-15.58
	31	-46.45	-29.78	0.00	0.00	-0.00	28.72
6	32	44.47	53.58	-0.00	-0.00	0.00	-15.08
	31	-44.47	-27.13	0.00	0.00	-0.00	27.18
7	32	42.04	39.74	-0.00	-0.00	0.00	-9.10
	31	-42.04	-20.21	0.00	0.00	-0.00	18.10
8	32	40.72	36.90	-0.00	-0.00	0.00	-8.77
	31	-40.72	-18.45	0.00	0.00	-0.00	17.07
9	32	42.95	39.94	-0.00	-0.00	0.00	-6.60
	31	-42.95	-21.49	0.00	0.00	-0.00	15.82
1	33	61.81	122.11	-0.00	-0.00	0.00	6.29
	32	-61.81	-81.75	0.00	0.00	-0.00	24.28
2	33	63.57	120.56	-0.00	-0.00	0.00	8.21
	32	-63.57	-81.23	0.00	0.00	-0.00	22.06
3	33	52.52	68.71	-0.00	-0.00	0.00	18.71
	32	-52.52	-50.26	0.00	0.00	-0.00	-0.87
4	33	45.28	86.94	-0.00	-0.00	0.00	4.70
	32	-45.28	-58.19	0.00	0.00	-0.00	17.07
5	33	46.45	85.91	-0.00	-0.00	0.00	5.98
	32	-46.45	-57.84	0.00	0.00	-0.00	15.58
6	33	44.47	80.02	-0.00	-0.00	0.00	4.96

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	32	-44.47	-53.58	0.00	0.00	-0.00	15.08
7	33	42.04	59.27	-0.00	-0.00	0.00	5.75
	32	-42.04	-39.74	0.00	0.00	-0.00	9.10
8	33	40.72	55.35	-0.00	-0.00	0.00	5.07
	32	-40.72	-36.90	0.00	0.00	-0.00	8.77
9	33	43.25	58.43	-0.00	-0.00	0.00	8.16
	32	-43.25	-39.98	0.00	0.00	-0.00	6.60
1	34	61.81	162.47	-0.00	-0.00	0.00	48.98
	33	-61.81	-122.11	0.00	0.00	-0.00	-6.29
2	34	63.57	159.89	-0.00	-0.00	0.00	50.28
	33	-63.57	-120.56	0.00	0.00	-0.00	-8.21
3	34	53.69	87.41	-0.00	-0.00	0.00	42.16
	33	-53.69	-68.96	0.00	0.00	-0.00	-18.71
4	34	45.28	115.69	-0.00	-0.00	0.00	35.10
	33	-45.28	-86.94	0.00	0.00	-0.00	-4.70
5	34	46.45	113.98	-0.00	-0.00	0.00	35.96
	33	-46.45	-85.91	0.00	0.00	-0.00	-5.98
6	34	44.47	106.47	-0.00	-0.00	0.00	32.94
	33	-44.47	-80.02	0.00	0.00	-0.00	-4.96
7	34	42.04	78.80	-0.00	-0.00	0.00	26.46
	33	-42.04	-59.27	0.00	0.00	-0.00	-5.75
8	34	40.72	73.80	-0.00	-0.00	0.00	24.44
	33	-40.72	-55.35	0.00	0.00	-0.00	-5.07
9	34	43.55	76.95	-0.00	-0.00	0.00	28.47
	33	-43.55	-58.50	0.00	0.00	-0.00	-8.16

12.8 AZIONI PILASTRI

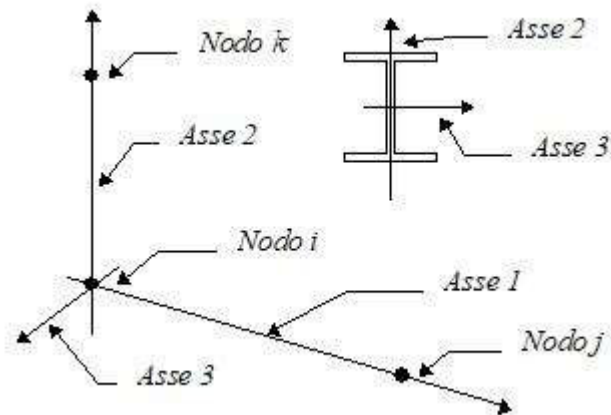
Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nei pilastri sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento del pilastro nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

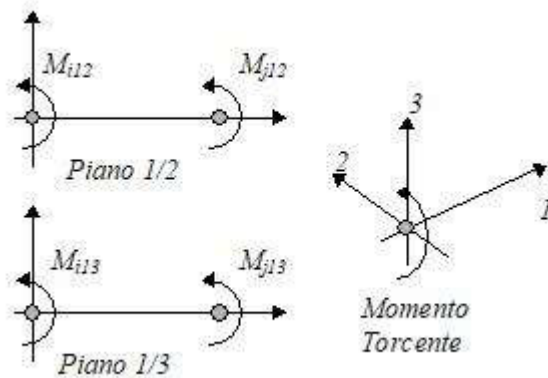
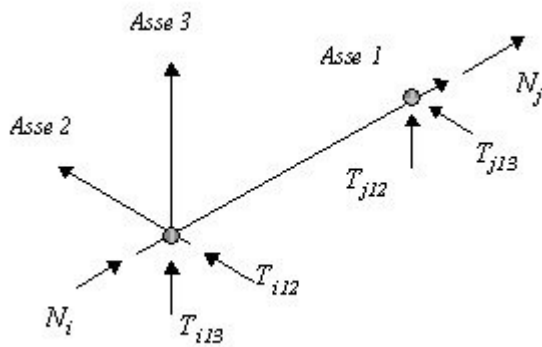
La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



Per ogni pilastro vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	12	181.68	33.95	-0.00	0.00	0.00	-8.28
	2	-184.72	-51.68	0.00	-0.00	0.00	21.12
2	12	176.03	39.75	-0.00	0.00	0.00	-10.12
	2	-179.06	-58.56	0.00	-0.00	0.00	24.86
3	12	72.75	58.48	-0.00	0.00	-0.00	-19.01
	2	-75.00	-75.58	0.00	-0.00	0.00	39.11
4	12	130.07	25.28	-0.00	0.00	0.00	-5.80
	2	-132.32	-38.36	0.00	-0.00	0.00	15.35
5	12	126.31	29.15	-0.00	0.00	0.00	-7.03
	2	-128.56	-42.95	0.00	-0.00	0.00	17.84
6	12	120.85	26.09	-0.00	0.00	0.00	-5.34
	2	-123.10	-39.17	0.00	-0.00	0.00	15.13
7	12	93.19	28.52	-0.00	0.00	-0.00	-3.95
	2	-95.44	-41.60	0.00	-0.00	0.00	14.47
8	12	89.55	26.48	-0.00	0.00	-0.00	-2.83
	2	-91.80	-39.08	0.00	-0.00	0.00	12.66
9	12	85.58	33.42	-0.00	0.00	-0.00	-6.51
	2	-87.83	-46.92	0.00	-0.00	0.00	18.56
1	14	178.64	17.03	-0.00	0.00	0.00	-0.63
	12	-181.68	-33.95	0.00	-0.00	-0.00	8.28
2	14	172.99	21.75	-0.00	0.00	0.00	-0.89
	12	-176.03	-39.75	0.00	-0.00	-0.00	10.12
3	14	70.92	41.84	-0.00	0.00	-0.00	-3.99
	12	-73.17	-58.34	0.00	-0.00	0.00	19.01
4	14	127.82	12.80	-0.00	0.00	0.00	-0.09
	12	-130.07	-25.28	0.00	-0.00	-0.00	5.80
5	14	124.06	15.95	-0.00	0.00	0.00	-0.26
	12	-126.31	-29.15	0.00	-0.00	-0.00	7.03
6	14	118.60	13.61	-0.00	0.00	0.00	0.62
	12	-120.85	-26.09	0.00	-0.00	-0.00	5.34
7	14	90.94	16.04	-0.00	0.00	0.00	2.73
	12	-93.19	-28.52	0.00	-0.00	0.00	3.95
8	14	87.30	14.48	-0.00	0.00	0.00	3.32

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	12	-89.55	-26.48	0.00	-0.00	0.00	2.83
9	14	83.43	20.49	-0.00	0.00	0.00	1.57
	12	-85.68	-33.39	0.00	-0.00	0.00	6.51
1	16	175.60	1.33	-0.00	0.00	0.00	2.12
	14	-178.64	-17.03	0.00	-0.00	-0.00	0.63
2	16	169.95	4.96	-0.00	0.00	0.00	3.12
	14	-172.99	-21.75	0.00	-0.00	-0.00	0.89
3	16	69.09	25.95	-0.00	0.00	0.00	6.11
	14	-71.34	-41.55	0.00	-0.00	0.00	3.99
4	16	125.57	1.22	-0.00	0.00	0.00	2.01
	14	-127.82	-12.80	0.00	-0.00	-0.00	0.09
5	16	121.81	3.65	-0.00	0.00	0.00	2.68
	14	-124.06	-15.95	0.00	-0.00	-0.00	0.26
6	16	116.35	2.03	-0.00	0.00	0.00	2.96
	14	-118.60	-13.61	0.00	-0.00	-0.00	-0.62
7	16	88.69	4.46	-0.00	0.00	0.00	5.80
	14	-90.94	-16.04	0.00	-0.00	-0.00	-2.73
8	16	85.05	3.38	-0.00	0.00	0.00	5.99
	14	-87.30	-14.48	0.00	-0.00	-0.00	-3.32
9	16	81.29	8.42	-0.00	0.00	0.00	5.89
	14	-83.54	-20.42	0.00	-0.00	-0.00	-1.57
1	18	172.57	-13.57	-0.00	0.00	0.00	0.29
	16	-175.60	-1.33	0.00	-0.00	-0.00	-2.12
2	18	166.91	-11.01	-0.00	0.00	0.00	2.21
	16	-169.95	-4.96	0.00	-0.00	-0.00	-3.12
3	18	67.25	10.52	-0.00	0.00	0.00	11.70
	16	-69.50	-25.52	0.00	-0.00	-0.00	-6.11
4	18	123.32	-9.76	-0.00	0.00	0.00	0.73
	16	-125.57	-1.22	0.00	-0.00	-0.00	-2.01
5	18	119.56	-8.05	-0.00	0.00	0.00	2.02
	16	-121.81	-3.65	0.00	-0.00	-0.00	-2.68
6	18	114.10	-8.95	-0.00	0.00	0.00	1.92

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	16	-116.35	-2.03	0.00	-0.00	-0.00	-2.96
7	18	86.44	-6.52	-0.00	0.00	0.00	5.49
	16	-88.69	-4.46	0.00	-0.00	-0.00	-5.80
8	18	82.80	-7.12	-0.00	0.00	0.00	5.43
	16	-85.05	-3.38	0.00	-0.00	-0.00	-5.99
9	18	79.15	-3.10	-0.00	0.00	0.00	6.70
	16	-81.40	-8.30	0.00	-0.00	-0.00	-5.89
1	20	169.53	-27.25	-0.00	0.00	0.00	-5.84
	18	-172.57	13.57	0.00	-0.00	-0.00	-0.29
2	20	163.88	-25.77	-0.00	0.00	0.00	-3.31
	18	-166.91	11.01	0.00	-0.00	-0.00	-2.21
3	20	65.41	-4.16	-0.00	0.00	0.00	12.42
	18	-67.66	-9.94	0.00	-0.00	-0.00	-11.70
4	20	121.07	-19.84	-0.00	0.00	0.00	-3.70
	18	-123.32	9.76	0.00	-0.00	-0.00	-0.73
5	20	117.31	-18.85	-0.00	0.00	0.00	-2.02
	18	-119.56	8.05	0.00	-0.00	-0.00	-2.02
6	20	111.85	-19.03	-0.00	0.00	0.00	-2.27
	18	-114.10	8.95	0.00	-0.00	-0.00	-1.92
7	20	84.19	-16.60	-0.00	0.00	0.00	2.02
	18	-86.44	6.52	0.00	-0.00	-0.00	-5.49
8	20	80.55	-16.72	-0.00	0.00	0.00	1.86
	18	-82.80	7.12	0.00	-0.00	-0.00	-5.43
9	20	77.00	-13.75	-0.00	0.00	0.00	4.13
	18	-79.25	3.25	0.00	-0.00	-0.00	-6.70
1	22	166.49	-39.71	-0.00	0.00	0.00	-15.88
	20	-169.53	27.25	0.00	-0.00	-0.00	5.84
2	22	160.84	-39.32	-0.00	0.00	0.00	-13.07
	20	-163.88	25.77	0.00	-0.00	-0.00	3.31
3	22	63.56	-18.09	-0.00	0.00	0.00	8.96
	20	-65.81	4.89	0.00	-0.00	-0.00	-12.42
4	22	118.82	-29.02	-0.00	0.00	0.00	-11.03

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	20	-121.07	19.84	0.00	-0.00	-0.00	3.70
5	22	115.06	-28.75	-0.00	0.00	0.00	-9.16
	20	-117.31	18.85	0.00	-0.00	-0.00	2.02
6	22	109.60	-28.21	-0.00	0.00	0.00	-9.36
	20	-111.85	19.03	0.00	-0.00	-0.00	2.27
7	22	81.94	-25.78	-0.00	0.00	0.00	-4.33
	20	-84.19	16.60	0.00	-0.00	-0.00	-2.02
8	22	78.30	-25.42	-0.00	0.00	0.00	-4.46
	20	-80.55	16.72	0.00	-0.00	-0.00	-1.86
9	22	74.86	-23.54	-0.00	0.00	0.00	-1.50
	20	-77.11	13.94	0.00	-0.00	-0.00	-4.13
1	24	163.45	-51.37	-0.00	0.00	0.00	-29.54
	22	-166.49	39.71	0.00	-0.00	-0.00	15.88
2	24	157.80	-52.05	-0.00	0.00	0.00	-26.78
	22	-160.84	39.32	0.00	-0.00	-0.00	13.07
3	24	61.70	-31.57	-0.00	0.00	0.00	1.36
	22	-63.95	18.97	0.00	-0.00	-0.00	-8.96
4	24	116.57	-37.60	-0.00	0.00	0.00	-21.02
	22	-118.82	29.02	0.00	-0.00	-0.00	11.03
5	24	112.81	-38.05	-0.00	0.00	0.00	-19.18
	22	-115.06	28.75	0.00	-0.00	-0.00	9.16
6	24	107.35	-36.79	-0.00	0.00	0.00	-19.11
	22	-109.60	28.21	0.00	-0.00	-0.00	9.36
7	24	79.69	-34.36	-0.00	0.00	0.00	-13.36
	22	-81.94	25.78	0.00	-0.00	-0.00	4.33
8	24	76.05	-33.52	-0.00	0.00	0.00	-13.31
	22	-78.30	25.42	0.00	-0.00	-0.00	4.46
9	24	72.71	-32.77	-0.00	0.00	0.00	-9.98
	22	-74.96	23.77	0.00	-0.00	-0.00	1.50
1	26	160.42	-61.81	-0.00	0.00	0.00	-46.52
	24	-163.45	51.37	0.00	-0.00	-0.00	29.54
2	26	154.76	-63.57	-0.00	0.00	0.00	-44.12

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	24	-157.80	52.05	0.00	-0.00	-0.00	26.78
3	26	59.83	-44.30	-0.00	0.00	0.00	-10.18
	24	-62.08	32.60	0.00	-0.00	-0.00	-1.36
4	26	114.32	-45.28	-0.00	0.00	0.00	-33.46
	24	-116.57	37.60	0.00	-0.00	-0.00	21.02
5	26	110.56	-46.45	-0.00	0.00	0.00	-31.86
	24	-112.81	38.05	0.00	-0.00	-0.00	19.18
6	26	105.10	-44.47	-0.00	0.00	0.00	-31.30
	24	-107.35	36.79	0.00	-0.00	-0.00	19.11
7	26	77.44	-42.04	-0.00	0.00	0.00	-24.82
	24	-79.69	34.36	0.00	-0.00	-0.00	13.36
8	26	73.80	-40.72	-0.00	0.00	0.00	-24.44
	24	-76.05	33.52	0.00	-0.00	-0.00	13.31
9	26	70.56	-41.13	-0.00	0.00	0.00	-21.10
	24	-72.81	33.03	0.00	-0.00	-0.00	9.98
1	13	183.73	-28.91	0.00	0.00	-0.00	5.45
	10	-186.77	45.92	-0.00	-0.00	-0.00	-16.68
2	13	181.16	-27.15	0.00	0.00	-0.00	3.04
	10	-184.19	44.16	-0.00	-0.00	-0.00	-13.74
3	13	106.35	-8.27	0.00	0.00	0.00	-14.01
	10	-108.60	20.87	-0.00	-0.00	-0.00	9.64
4	13	131.44	-21.92	0.00	0.00	-0.00	3.92
	10	-133.69	34.52	-0.00	-0.00	-0.00	-12.38
5	13	129.73	-20.75	0.00	0.00	-0.00	2.31
	10	-131.98	33.35	-0.00	-0.00	-0.00	-10.42
6	13	122.22	-22.73	0.00	0.00	-0.00	3.45
	10	-124.47	35.33	-0.00	-0.00	-0.00	-12.16
7	13	94.55	-25.16	0.00	0.00	0.00	2.07
	10	-96.80	37.76	-0.00	-0.00	-0.00	-11.50
8	13	89.55	-26.48	0.00	0.00	0.00	2.83
	10	-91.80	39.08	-0.00	-0.00	-0.00	-12.66
9	13	93.52	-22.29	0.00	0.00	0.00	-0.99
	10	-95.77	34.89	-0.00	-0.00	-0.00	-7.59

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	15	180.69	-12.71	0.00	0.00	-0.00	-0.79
	13	-183.73	28.91	-0.00	-0.00	0.00	-5.45
2	15	178.12	-10.95	0.00	0.00	-0.00	-2.67
	13	-181.16	27.15	-0.00	-0.00	0.00	-3.04
3	15	103.68	3.59	0.00	0.00	-0.00	-14.75
	13	-105.93	8.41	-0.00	-0.00	-0.00	14.01
4	15	129.19	-9.92	0.00	0.00	-0.00	-0.86
	13	-131.44	21.92	-0.00	-0.00	0.00	-3.92
5	15	127.48	-8.75	0.00	0.00	-0.00	-2.11
	13	-129.73	20.75	-0.00	-0.00	0.00	-2.31
6	15	119.97	-10.73	0.00	0.00	-0.00	-1.57
	13	-122.22	22.73	-0.00	-0.00	0.00	-3.45
7	15	92.30	-13.16	0.00	0.00	-0.00	-3.68
	13	-94.55	25.16	-0.00	-0.00	-0.00	-2.07
8	15	87.30	-14.48	0.00	0.00	-0.00	-3.32
	13	-89.55	26.48	-0.00	-0.00	-0.00	-2.83
9	15	91.17	-10.33	0.00	0.00	-0.00	-5.89
	13	-93.42	22.33	-0.00	-0.00	-0.00	0.99
1	17	177.66	2.27	0.00	0.00	-0.00	-2.36
	15	-180.69	12.71	-0.00	-0.00	0.00	0.79
2	17	175.08	4.04	0.00	0.00	-0.00	-3.71
	15	-178.12	10.95	-0.00	-0.00	0.00	2.67
3	17	101.01	14.41	0.00	0.00	-0.00	-12.11
	15	-103.26	-3.31	-0.00	-0.00	0.00	14.75
4	17	126.94	1.18	0.00	0.00	-0.00	-2.17
	15	-129.19	9.92	-0.00	-0.00	0.00	0.86
5	17	125.23	2.35	0.00	0.00	-0.00	-3.07
	15	-127.48	8.75	-0.00	-0.00	0.00	2.11
6	17	117.72	0.37	0.00	0.00	-0.00	-3.12
	15	-119.97	10.73	-0.00	-0.00	0.00	1.57
7	17	90.05	-2.06	0.00	0.00	-0.00	-5.96
	15	-92.30	13.16	-0.00	-0.00	0.00	3.68

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
8	17	85.05	-3.38	0.00	0.00	-0.00	-5.99
	15	-87.30	14.48	-0.00	-0.00	0.00	3.32
9	17	88.81	0.70	0.00	0.00	-0.00	-7.35
	15	-91.06	10.40	-0.00	-0.00	0.00	5.89
1	19	174.62	16.45	0.00	0.00	-0.00	0.45
	17	-177.66	-2.27	-0.00	-0.00	0.00	2.36
2	19	172.04	18.21	0.00	0.00	-0.00	-0.37
	17	-175.08	-4.04	-0.00	-0.00	0.00	3.71
3	19	98.35	24.48	0.00	0.00	-0.00	-6.16
	17	-100.60	-13.98	-0.00	-0.00	0.00	12.11
4	19	124.69	11.68	0.00	0.00	-0.00	-0.24
	17	-126.94	-1.18	-0.00	-0.00	0.00	2.17
5	19	122.98	12.85	0.00	0.00	-0.00	-0.79
	17	-125.23	-2.35	-0.00	-0.00	0.00	3.07
6	19	115.47	10.87	0.00	0.00	-0.00	-1.43
	17	-117.72	-0.37	-0.00	-0.00	0.00	3.12
7	19	87.80	8.44	0.00	0.00	-0.00	-5.00
	17	-90.05	2.06	-0.00	-0.00	0.00	5.96
8	19	82.80	7.12	0.00	0.00	-0.00	-5.43
	17	-85.05	3.38	-0.00	-0.00	0.00	5.99
9	19	86.45	11.09	0.00	0.00	-0.00	-5.57
	17	-88.70	-0.59	-0.00	-0.00	0.00	7.35
1	21	171.58	29.41	0.00	0.00	-0.00	7.33
	19	-174.62	-16.45	-0.00	-0.00	0.00	-0.45
2	21	169.01	31.17	0.00	0.00	-0.00	7.04
	19	-172.04	-18.21	-0.00	-0.00	0.00	0.37
3	21	95.69	33.50	0.00	0.00	-0.00	2.30
	19	-97.94	-23.90	-0.00	-0.00	0.00	6.16
4	21	122.44	21.28	0.00	0.00	-0.00	4.70
	19	-124.69	-11.68	-0.00	-0.00	0.00	0.24
5	21	120.73	22.45	0.00	0.00	-0.00	4.51
	19	-122.98	-12.85	-0.00	-0.00	0.00	0.79

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
6	21	113.22	20.47	0.00	0.00	-0.00	3.27
	19	-115.47	-10.87	-0.00	-0.00	0.00	1.43
7	21	85.55	18.04	0.00	0.00	-0.00	-1.03
	19	-87.80	-8.44	-0.00	-0.00	0.00	5.00
8	21	80.55	16.72	0.00	0.00	-0.00	-1.86
	19	-82.80	-7.12	-0.00	-0.00	0.00	5.43
9	21	84.10	20.54	0.00	0.00	-0.00	-0.87
	19	-86.35	-10.94	-0.00	-0.00	0.00	5.57
1	23	168.54	41.15	0.00	0.00	-0.00	17.91
	21	-171.58	-29.41	-0.00	-0.00	0.00	-7.33
2	23	165.97	42.92	0.00	0.00	-0.00	18.15
	21	-169.01	-31.17	-0.00	-0.00	0.00	-7.04
3	23	93.04	41.47	0.00	0.00	-0.00	13.42
	21	-95.29	-32.77	-0.00	-0.00	0.00	-2.30
4	23	120.19	29.98	0.00	0.00	-0.00	12.39
	21	-122.44	-21.28	-0.00	-0.00	0.00	-4.70
5	23	118.48	31.15	0.00	0.00	-0.00	12.55
	21	-120.73	-22.45	-0.00	-0.00	0.00	-4.51
6	23	110.97	29.17	0.00	0.00	-0.00	10.71
	21	-113.22	-20.47	-0.00	-0.00	0.00	-3.27
7	23	83.30	26.74	0.00	0.00	-0.00	5.69
	21	-85.55	-18.04	-0.00	-0.00	0.00	1.03
8	23	78.30	25.42	0.00	0.00	-0.00	4.46
	21	-80.55	-16.72	-0.00	-0.00	0.00	1.86
9	23	81.74	29.05	0.00	0.00	-0.00	6.54
	21	-83.99	-20.35	-0.00	-0.00	0.00	0.87
1	25	165.51	52.09	0.00	0.00	-0.00	31.90
	23	-168.54	-41.15	-0.00	-0.00	0.00	-17.91
2	25	162.93	53.85	0.00	0.00	-0.00	32.67
	23	-165.97	-42.92	-0.00	-0.00	0.00	-18.15
3	25	90.40	48.69	0.00	0.00	-0.00	26.80
	23	-92.65	-40.59	-0.00	-0.00	0.00	-13.42

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
4	25	117.94	38.08	0.00	0.00	-0.00	22.59
	23	-120.19	-29.98	-0.00	-0.00	0.00	-12.39
5	25	116.23	39.25	0.00	0.00	-0.00	23.11
	23	-118.48	-31.15	-0.00	-0.00	0.00	-12.55
6	25	108.72	37.27	0.00	0.00	-0.00	20.68
	23	-110.97	-29.17	-0.00	-0.00	0.00	-10.71
7	25	81.05	34.84	0.00	0.00	-0.00	14.93
	23	-83.30	-26.74	-0.00	-0.00	0.00	-5.69
8	25	76.05	33.52	0.00	0.00	-0.00	13.31
	23	-78.30	-25.42	-0.00	-0.00	0.00	-4.46
9	25	79.39	36.92	0.00	0.00	-0.00	16.40
	23	-81.64	-28.82	-0.00	-0.00	0.00	-6.54
1	34	162.47	61.81	0.00	0.00	-0.00	48.98
	25	-165.51	-52.09	-0.00	-0.00	0.00	-31.90
2	34	159.89	63.57	0.00	0.00	-0.00	50.28
	25	-162.93	-53.85	-0.00	-0.00	0.00	-32.67
3	34	87.77	54.86	0.00	0.00	-0.00	42.16
	25	-90.02	-47.66	-0.00	-0.00	0.00	-26.80
4	34	115.69	45.28	0.00	0.00	-0.00	35.10
	25	-117.94	-38.08	-0.00	-0.00	0.00	-22.59
5	34	113.98	46.45	0.00	0.00	-0.00	35.96
	25	-116.23	-39.25	-0.00	-0.00	0.00	-23.11
6	34	106.47	44.47	0.00	0.00	-0.00	32.94
	25	-108.72	-37.27	-0.00	-0.00	0.00	-20.68
7	34	78.80	42.04	0.00	0.00	-0.00	26.46
	25	-81.05	-34.84	-0.00	-0.00	0.00	-14.93
8	34	73.80	40.72	0.00	0.00	-0.00	24.44
	25	-76.05	-33.52	-0.00	-0.00	0.00	-13.31
9	34	77.04	43.85	0.00	0.00	-0.00	28.47
	25	-79.29	-36.65	-0.00	-0.00	0.00	-16.40

12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE

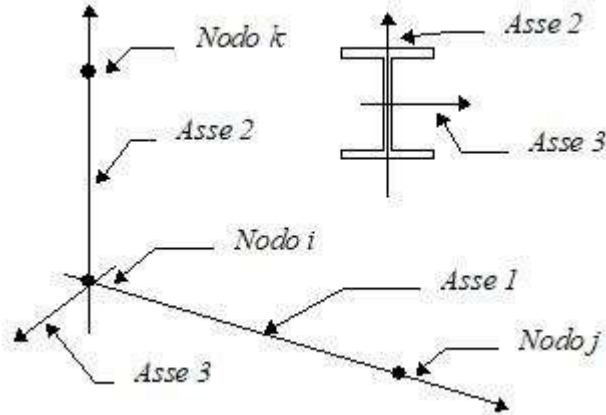
Convenzioni adottate

MANDATARIA:

MANDANTI:

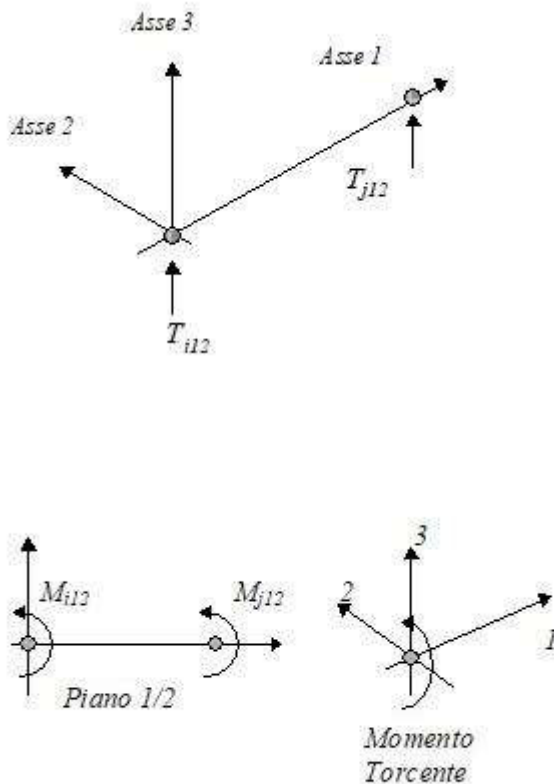
RELAZIONE DI CALCOLO

Le sollecitazioni nelle travi di fondazione sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.



La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta

Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



RELAZIONE DI CALCOLO

La trave è da considerarsi appoggiata su un sottospazio elastico a comportamento bilatero (terreno alla Winkler).

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
1	2	0.112	0.00	-66.18	-21.51
	1	0.112	-0.00	-0.00	-0.00
2	2	0.106	0.00	-61.98	-20.06
	1	0.104	-0.00	-0.00	-0.00
3	2	0.032	0.00	-10.47	-2.96
	1	0.013	0.00	0.87	0.00
4	2	0.080	0.00	-47.40	-15.40
	1	0.080	-0.00	-0.00	-0.00
5	2	0.077	0.00	-44.61	-14.44
	1	0.075	-0.00	-0.00	-0.00
6	2	0.075	0.00	-43.88	-14.24
	1	0.075	-0.00	-0.00	-0.00
7	2	0.059	0.00	-33.31	-10.77
	1	0.058	-0.00	-0.00	0.00
8	2	0.058	0.00	-32.83	-10.64
	1	0.058	0.00	-0.00	0.00
9	2	0.052	0.00	-27.67	-8.88
	1	0.047	0.00	0.21	0.00
1	3	0.110	-0.00	88.30	-11.62
	2	0.112	0.00	-118.54	42.63
2	3	0.106	-0.00	88.25	-14.13
	2	0.106	0.00	-117.08	44.92
3	3	0.039	-0.00	55.50	-24.16
	2	0.032	0.00	-65.11	42.16
4	3	0.079	-0.00	63.25	-8.54
	2	0.080	0.00	-84.92	30.75
5	3	0.076	-0.00	63.21	-10.21
	2	0.077	0.00	-83.95	32.28
6	3	0.074	-0.00	59.07	-8.64
	2	0.075	0.00	-79.22	29.37
7	3	0.059	-0.00	46.55	-8.94
	2	0.059	0.00	-62.12	25.24

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
8	3	0.058	-0.00	43.79	-7.89
	2	0.058	0.00	-58.97	23.30
9	3	0.053	-0.00	46.37	-11.49
	2	0.052	0.00	-60.23	27.46
1	4	0.107	-0.00	58.80	10.42
	3	0.110	0.00	-88.30	11.62
2	4	0.104	-0.00	59.85	8.07
	3	0.106	0.00	-88.25	14.13
3	4	0.045	-0.00	44.66	-9.13
	3	0.039	0.00	-55.32	24.16
4	4	0.077	-0.00	42.09	7.25
	3	0.079	0.00	-63.25	8.54
5	4	0.075	-0.00	42.79	5.68
	3	0.076	0.00	-63.21	10.21
6	4	0.072	-0.00	39.37	6.12
	3	0.074	0.00	-59.07	8.64
7	4	0.058	-0.00	31.18	2.72
	3	0.059	0.00	-46.55	8.94
8	4	0.057	-0.00	28.90	3.01
	3	0.058	0.00	-43.79	7.89
9	4	0.054	-0.00	32.42	0.32
	3	0.053	0.00	-46.31	11.49
1	5	0.105	-0.00	30.05	23.74
	4	0.107	0.00	-58.80	-10.42
2	5	0.103	-0.00	31.95	21.83
	4	0.104	0.00	-59.85	-8.07
3	5	0.050	-0.00	32.34	2.44
	4	0.045	0.00	-44.52	9.13
4	5	0.076	-0.00	21.47	16.77
	4	0.077	0.00	-42.09	-7.25
5	5	0.074	-0.00	22.73	15.50
	4	0.075	0.00	-42.79	-5.68

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
6	5	0.071	-0.00	20.12	15.03
	4	0.072	0.00	-39.37	-6.12
7	5	0.057	-0.00	16.09	9.80
	4	0.058	0.00	-31.18	-2.72
8	5	0.056	-0.00	14.34	9.49
	4	0.057	0.00	-28.90	-3.01
9	5	0.054	-0.00	18.39	7.94
	4	0.054	0.00	-32.38	-0.32
1	6	0.105	-0.00	1.70	28.49
	5	0.105	0.00	-30.05	-23.74
2	6	0.103	-0.00	4.24	27.26
	5	0.103	0.00	-31.95	-21.83
3	6	0.056	-0.00	18.57	10.10
	5	0.050	0.00	-32.28	-2.44
4	6	0.075	-0.00	1.13	20.16
	5	0.076	0.00	-21.47	-16.77
5	6	0.074	-0.00	2.83	19.34
	5	0.074	0.00	-22.73	-15.50
6	6	0.071	-0.00	1.13	18.22
	5	0.071	0.00	-20.12	-15.03
7	6	0.057	-0.00	1.13	12.38
	5	0.057	0.00	-16.09	-9.80
8	6	0.055	-0.00	-0.00	11.63
	5	0.056	0.00	-14.34	-9.49
9	6	0.055	-0.00	4.18	11.33
	5	0.054	0.00	-18.37	-7.94
1	7	0.106	-0.00	-26.77	24.74
	6	0.105	0.00	-1.70	-28.49
2	7	0.105	-0.00	-23.77	24.34
	6	0.103	0.00	-4.24	-27.26
3	7	0.062	-0.00	3.21	13.42
	6	0.056	0.00	-18.57	-10.10

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
4	7	0.076	-0.00	-19.28	17.44
	6	0.075	0.00	-1.13	-20.16
5	7	0.075	-0.00	-17.28	17.18
	6	0.074	0.00	-2.83	-19.34
6	7	0.072	-0.00	-17.94	15.70
	6	0.071	0.00	-1.13	-18.22
7	7	0.058	-0.00	-13.90	10.47
	6	0.057	0.00	-1.13	-12.38
8	7	0.056	-0.00	-14.34	9.49
	6	0.055	0.00	0.00	-11.63
9	7	0.057	-0.00	-10.40	10.41
	6	0.055	0.00	-4.18	-11.33
1	8	0.109	-0.00	-55.90	12.36
	7	0.106	0.00	26.77	-24.74
2	8	0.108	-0.00	-52.58	12.92
	7	0.105	0.00	23.77	-24.34
3	8	0.069	-0.00	-13.97	11.86
	7	0.062	0.00	-3.27	-13.42
4	8	0.078	-0.00	-40.15	8.54
	7	0.076	0.00	19.28	-17.44
5	8	0.078	-0.00	-37.95	8.91
	7	0.075	0.00	17.28	-17.18
6	8	0.073	-0.00	-37.43	7.41
	7	0.072	0.00	17.94	-15.70
7	8	0.059	-0.00	-29.25	4.01
	7	0.058	0.00	13.90	-10.47
8	8	0.057	-0.00	-28.90	3.01
	7	0.056	0.00	14.34	-9.49
9	8	0.059	-0.00	-25.56	5.03
	7	0.057	0.00	10.38	-10.41
1	9	0.112	-0.00	-86.04	-8.90
	8	0.109	0.00	55.90	-12.36

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
2	9	0.112	-0.00	-82.58	-7.32
	8	0.108	0.00	52.58	-12.92
3	9	0.076	-0.00	-33.16	4.85
	8	0.069	0.00	13.84	-11.86
4	9	0.081	-0.00	-61.74	-6.72
	8	0.078	0.00	40.15	-8.54
5	9	0.081	-0.00	-59.44	-5.67
	8	0.078	0.00	37.95	-8.91
6	9	0.076	-0.00	-57.56	-6.82
	8	0.073	0.00	37.43	-7.41
7	9	0.061	-0.00	-45.04	-7.12
	8	0.059	0.00	29.25	-4.01
8	9	0.058	-0.00	-43.79	-7.89
	8	0.057	0.00	28.90	-3.01
9	9	0.062	-0.00	-41.45	-4.99
	8	0.059	0.00	25.52	-5.03
1	10	0.116	-0.00	-117.24	-39.37
	9	0.112	0.00	86.04	8.90
2	10	0.116	-0.00	-113.83	-36.76
	9	0.112	0.00	82.58	7.32
3	10	0.084	-0.00	-53.72	-8.24
	9	0.076	0.00	32.98	-4.85
4	10	0.083	-0.00	-84.06	-28.57
	9	0.081	0.00	61.74	6.72
5	10	0.083	-0.00	-81.78	-26.84
	9	0.081	0.00	59.44	5.67
6	10	0.078	-0.00	-78.36	-27.20
	9	0.076	0.00	57.56	6.82
7	10	0.062	-0.00	-61.26	-23.06
	9	0.061	0.00	45.04	7.12
8	10	0.058	-0.00	-58.97	-23.30
	9	0.058	0.00	43.79	7.89
9	10	0.064	-0.00	-57.89	-19.90

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
	9	0.062	0.00	41.40	4.99
1	11	0.118	0.00	0.00	0.00
	10	0.116	0.00	-69.53	22.69
2	11	0.120	0.00	0.00	0.00
	10	0.116	0.00	-70.37	23.02
3	11	0.100	0.00	-0.87	0.00
	10	0.084	0.00	-54.30	17.97
4	11	0.085	0.00	0.00	0.00
	10	0.083	0.00	-49.64	16.19
5	11	0.086	0.00	0.00	0.00
	10	0.083	0.00	-50.19	16.41
6	11	0.079	0.00	0.00	0.00
	10	0.078	0.00	-46.11	15.03
7	11	0.062	0.00	0.00	0.00
	10	0.062	-0.00	-35.55	11.56
8	11	0.058	-0.00	0.00	0.00
	10	0.058	-0.00	-32.83	10.64
9	11	0.067	-0.00	-0.21	0.00
	10	0.064	0.00	-37.80	12.33

13 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI MONTE

13.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano le analisi e le verifiche strutturali effettuate nel pozzetto posto "lato monte" dell'attraversamento idraulico posto al km 6+540 lotto 1°. Il manufatto in progetto è costituito da dei setti in cemento armato gettato in opera di spessore 30cm. Le analisi e le verifiche sono state effettuate considerando il manufatto come un muro ad "U" trascurando il contributo del setto di collegamento posto lato monte. Normativa di riferimento, caratteristiche dei materiali, criteri di progettazione e di calcolo, carichi e materiali sono i medesimi utilizzati per la verifica del tombino al netto delle modifiche geometriche e si omettono per brevità.

Di seguito si riporta la sezione trasversale studiata.

Geometria sezione trasversale

Altezza esterna	2,10 [m]
Larghezza esterna	2,60 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,30[m]
Spessore piedritto destro	0,30[m]
Spessore fondazione	0,30 [m]

13.2 CARATTERISTICHE TERRENI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi.

- STRATO DI RINFIANCO

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	2,10	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI FONDAZIONE

Descrizione	Formazione Mc	
Peso di volume	23,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Coesione	0,175	[MPa]

13.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Numero di condizioni di carico ... : 4

Numero di combinazioni di carico . : 6

Condizione

1	G1k_Strutturale
2	G2.2k_Spinta a riposo
3	E_Spinta sismica+X SLV
4	E_Spinta sismica+X SLO
5	Sisma OSLU
6	Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU
---	-----

Comb.\Cond	1	2
1	1.3	1.3

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

2	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	5
2	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

3	RARA
---	------

Comb.\Cond	1	2
------------	---	---

RELAZIONE DI CALCOLO

Taglio piano 1-3	Min asta 42 2	-0.00 [kN]	Comb. 1	Max asta 42 2	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 36 37	0.00 [kNm]	Comb. 1	Max asta 36 37	0.00 [kNm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 29 1	-46.86 [kNm]	Comb. 2	Max asta 42 2	17.14 [kNm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 2	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 42 2	0.00 [kNm]	Comb. 1

Sollecitazioni massime soletta di fondazione

Taglio	Min trave 2 1	-15.92 [kN]	Comb. 1	Max trave 2 1	25.84 [kN]	Comb. 2
Pressioni sul terreno	Min trave 2 1	0.028 [MPa]	Comb. 2	Max trave 44 1	-0.021 [MPa]	Comb. 2
Momento flettente	Min trave 2 1	-45.94 [kNm]	Comb. 2	Max trave 44 1	4.01 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 2 1	-0.00 [kNm]	Comb. 1	Max trave 2 43	0.00 [kNm]	Comb. 1

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	1	-0.025
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	1	-0.013

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	2	-0.028
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	2	0.021

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	3	-0.019
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	3	-0.010

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	4	-0.019
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	4	-0.010

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

	Elemento	Combinazione	ρ [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	5	-0.019
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	5	-0.010

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	ρ [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	6	-0.021
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	6	-0.003

13.5 SOLLECITAZIONI RARE

Come prima espresso, si riportano i risultati della sola combinazione suddetta, dato che mancando azioni variabili, non si distingue dalle altre SLE.

Piedritti

Sforzo normale	Min asta 36 37	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 42 2	15.75 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 42 2	-18.90 [kN]	Comb. 3	Max asta 29 1	18.90 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 42 2	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 33 32	0.00 [kN]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 36 37	0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 36 37	0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 29 1	-13.18 [kNm]	Comb. 3	Max asta 42 2	13.18 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 29 1	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 42 2	0.00 [kNm]	Comb. 3

Soletta di fondazione

Taglio	Min trave 2 1	-12.25 [kN]	Comb. 3	Max trave 2 1	12.25 [kN]	Comb. 3
Pressioni sul terreno	Min trave 2 1	0.019 [MPa]	Comb. 3	Max trave 44 1	0.010 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 2 1	-14.14 [kNm]	Comb. 3	Max trave 44 1	-0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento torcente	Min trave 2 1	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max trave 2 43	0.00 [kNm]	Comb. 3

13.6 VERIFICHE SLU/SLV

13.6.1 Piedritti – flessione

Base sezione B= 100,00cm
Altezza sezione H= 30,00cm

RELAZIONE DI CALCOLO

Afi = 5Ø16 = 10,05cmq Afs=5Ø16 = 10,05cmq

Titolo : Piedritti

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	25

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="20,47"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="46,86"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="18,13"/> N/mm²
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12,25"/> N/mm²
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0,7333"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2,114"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

N° rett.

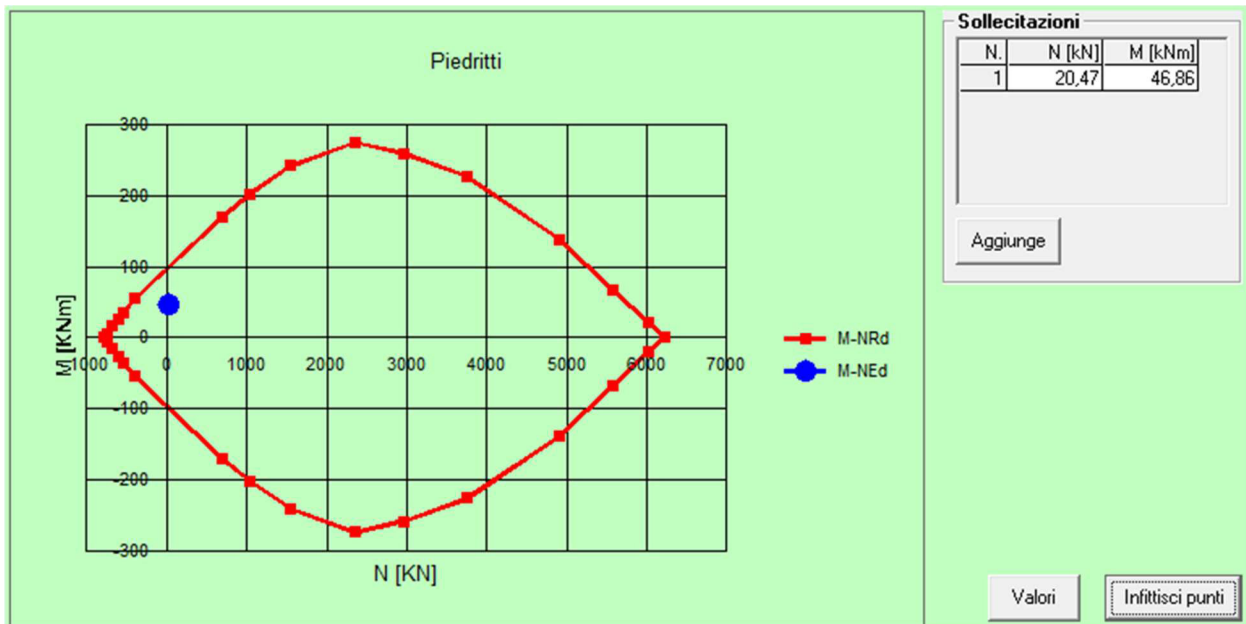
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

MANDATARIA:

MANDANTI:



13.6.2 Piedritti – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	49680 N
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm ²
	f_{ck}	33,2 N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5
altezza	h	300 mm
copriferro	c	50 mm
altezza utile	d	250 mm
larghezza minima sezione	b_w	1000 mm
armatura longitudinale	A_{sl}	1004,8 mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	300000 mm ²
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	20470 N

$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,8944272
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,5258404

$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ₁	0,0040192	rapporto geometrico di armatura longitudinale
-----------------------------------	----------------------	-----------	---

$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0,0682333 N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
---	-----------------------	-----------------------------	--

Resistenza a taglio	V_{Rd}	137359,32 N
---------------------	-----------------------	-------------

$V_{Rd}=\{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

VERIFICATA
VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

13.6.3 Soletta – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 5Ø16 = 10,05cmq Afs=5Ø16 = 10,05cmq

Titolo : Soletta

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	25

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="45,94"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="18,13"/> ‰
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12,25"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0,7333"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2,114"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

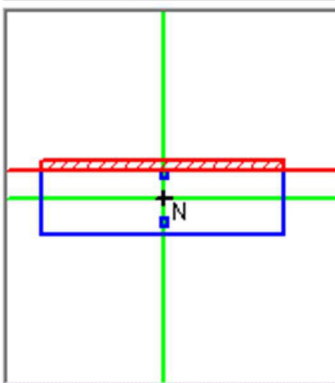
δ

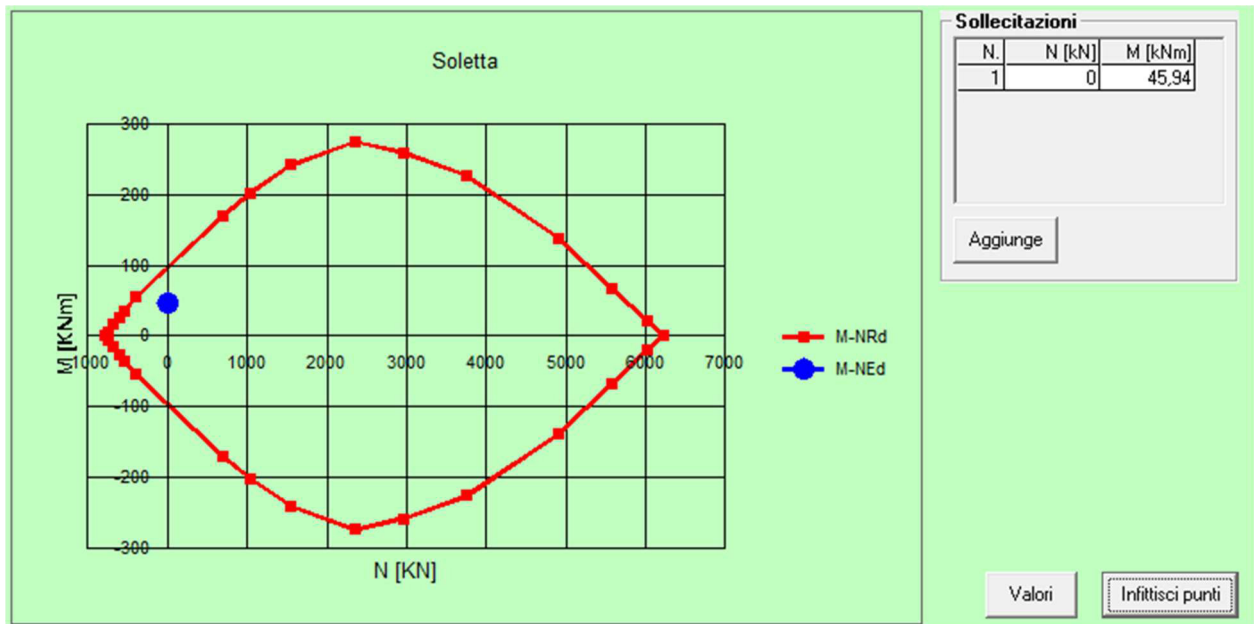
N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso





13.6.4 Soletta – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	25840	N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33,2	N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5		
altezza	h	300	mm	
copriferro	c	50	mm	
altezza utile	d	250	mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	1004,8	mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	300000	mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0	N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,8944272		
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,5258404		
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ_1	0,0040192		rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0	N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	134800,57	N	
$V_{Rd}=\{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3})/\gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$				VERIFICATA
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$				VERIFICATA

13.7 VERIFICHE SLE

13.7.1 Piedritti

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	13,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,51	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	58,56	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	13,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,51	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione nell'armatura tesa	σ_s	58,56 [MPa]
------------------------------------	------------	--------------------

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	290	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	13,18	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	58,56	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	76,7908888	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	76790,8888	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01309	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000217	[-]
		0,000176	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	377,77	[mm]
		377,77	[mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0664	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	13,18	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	58,56	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	76,7908888	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	76790,8888	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01309	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000217	[-]
		0,000176	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	377,77	[mm]
		377,77	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0664	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

13.7.2 Soletta

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	14,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,62	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	62,83	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	14,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69,63	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	608931859,6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,62	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	62,83	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$S_{rif,max}$	290	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	14,14	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	62,83	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	76,7908888	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	76790,8888	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01309	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000196 [-]
		0,000188 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	377,77 [mm]
		377,77 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0712 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	14,14 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	62,83 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	76,7908888 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	76790,8888 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ_p,eff	0,01309 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000196 [-]
		0,000188 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	377,77 [mm]
		377,77 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0712 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

14 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI VALLE

14.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano le analisi e le verifiche strutturali effettuate nel pozzetto posto "lato valle" dell'attraversamento idraulico posto al km 6+540 lotto 1°. Il manufatto in progetto è costituito da dei setti in cemento armato gettato in opera di spessore 40cm. Le analisi e le verifiche sono state effettuate considerando il manufatto come un muro ad "U". Normativa di riferimento, caratteristiche dei materiali, criteri di progettazione e di calcolo, carichi e materiali sono i medesimi utilizzati per la verifica del tombino al netto delle modifiche geometriche e si omettono per brevità.

Di seguito si riporta la sezione trasversale studiata.

Geometria sezione trasversale

Altezza esterna	3,50 [m]
Larghezza esterna	2,80 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,40[m]
Spessore piedritto destro	0,40[m]
Spessore fondazione	0,40 [m]

14.2 CARATTERISTICHE TERRENI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi.

- STRATO DI RINFIANCO

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	3,50	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI FONDAZIONE

Descrizione	Formazione	Mc
Peso di volume	23,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Coesione	0,175	[MPa]

14.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Numero di condizioni di carico ... : 4

Numero di combinazioni di carico . : 6

Condizione

- | | |
|---|------------------------|
| 1 | G1k_Strutturale |
| 2 | G2.2k_Spinta a riposo |
| 3 | E_Spinta sismica+X SLV |
| 4 | E_Spinta sismica+X SLO |
| 5 | Sisma OSLU |
| 6 | Sisma OSLO |

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

- | | |
|---|-----|
| 1 | SLU |
|---|-----|

Comb.\Cond	1	2
1	1.3	1.3

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

- | | |
|---|---------|
| 2 | Sisma 0 |
|---|---------|

Comb.\Cond	1	2	3	5
2	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

- | | |
|---|------|
| 3 | RARA |
|---|------|

Comb.\Cond	1	2
3	1	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

4 FREQUENTE

Comb.\Cond 1 2

4 1 1

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

5 QUASI PERMANENTE

Comb.\Cond 1 2

5 1 1

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

Combinazione di carico numero

6

Comb.\Cond 1 2 4 6

6 1 1 1 1

Si fa presente che data l'assenza di carichi variabili considerati su tali strutture, le combinazioni allo stato limite di esercizio presentano i medesimi carichi e impegnano i pozzetti in egual modo. Si procede quindi alla verifica di una sola combinazione SLE.

14.4 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni massime piedritti

Sforzo normale	Min asta 25 24	-0.45 [kN]	Comb. 2	Max asta 26 2	45.50 [kN]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 26 2	-67.60 [kN]	Comb. 1	Max asta 19 1	141.89 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 26 2	-0.00 [kN]	Comb. 1	Max asta 19 1	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 32 31	0.00 [kNm]	Comb. 1	Max asta 32 31	0.00 [kNm]	Comb. 1

RELAZIONE DI CALCOLO

Momento Flet. piano 1-2	Min asta 19 1	-226.46 [kNm]	Comb. 2	Max asta 26 2	79.30 [kNm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 19 1	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 26 2	0.00 [kNm]	Comb. 1

Sollecitazioni massime soletta di fondazione

Taglio	Min trave 2 43	-54.37 [kN]	Comb. 2	Max trave 2 1	92.76 [kN]	Comb. 2
Pressioni sul terreno	Min trave 2 43	0.102 [MPa]	Comb. 2	Max trave 44 1	-0.106 [MPa]	Comb. 2
Momento flettente	Min trave 2 1	-207.94 [kNm]	Comb. 2	Max trave 44 1	19.13 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 2 1	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max trave 44 1	0.00 [kNm]	Comb. 2

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	1	-0.049
Max Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 43	1	-0.020

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 43	2	-0.102
Max Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	2	0.106

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	3	-0.037
Max Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	3	-0.015

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	4	-0.037
Max Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	4	-0.015

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Elemento	Combinazione	P [MPa]
----------	--------------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO

Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	5	-0.037
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	5	-0.015

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	6	-0.042
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	6	0.009

14.5 SOLLECITAZIONI RARE

Come prima espresso, si riportano i risultati della sola combinazione suddetta, dato che mancando azioni variabili, non si distingue dalle altre SLE.

Piedritti

Sforzo normale	Min asta 25 24	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 26 2	35.00 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 26 2	-52.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 19 1	52.00 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 26 2	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 19 1	0.00 [kN]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 32 31	0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 32 31	0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 19 1	-61.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 26 2	61.00 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 19 1	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 26 2	0.00 [kNm]	Comb. 3

Soletta di fondazione

Taglio	Min trave 2 1	-27.71 [kN]	Comb. 3	Max trave 2 1	27.71 [kN]	Comb. 3
Pressioni sul terreno	Min trave 2 1	0.037 [MPa]	Comb. 3	Max trave 44 1	0.015 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 2 1	-62.94 [kNm]	Comb. 3	Max trave 2 43	0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento torcente	Min trave 2 1	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max trave 2 43	0.00 [kNm]	Comb. 3

14.6 VERIFICHE SLU/SLV

14.6.1 Piedritti – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 40,00cm

Afi= 8Ø20 = 25,13cmq Afs=8Ø20 = 25,13cmq

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: PIEDRITTI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **Piedritti**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	25,13	5
			2	25,13	35

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Collecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

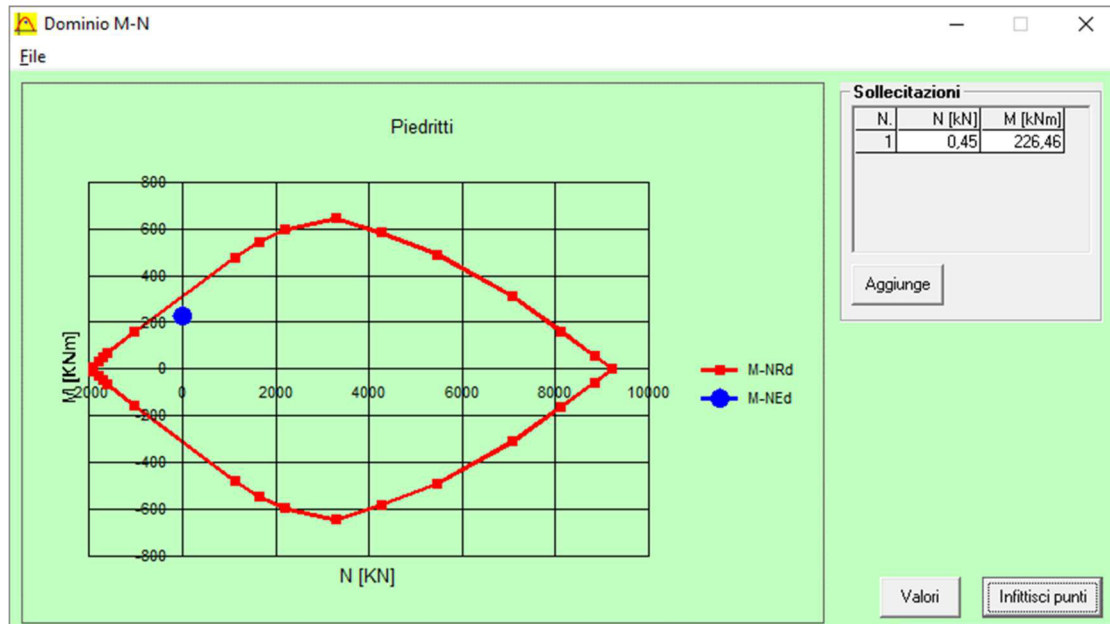
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso

MANDATARIA:

MANDANTI:



14.6.2 Piedritti – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	141890 N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm ²	
	f_{ck}	33,2 N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5	
altezza	h	400 mm	
copriferro	c	50 mm	
altezza utile	d	350 mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000 mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	2512 mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	400000 mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0 N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,7559289	
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,4692427	
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ₁	0,0071771	rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0 N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	212219,91 N	
$V_{Rd}=\{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			VERIFICATA
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			VERIFICATA

14.6.3 Soletta – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 40,00cm

Afi= 8Ø20 = 25,13cmq Afs=8Ø20 = 25,13cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Soletta

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,13	5
2	25,13	35

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con barre di acciaio e assi di riferimento.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	207,94	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 316,9 kN m

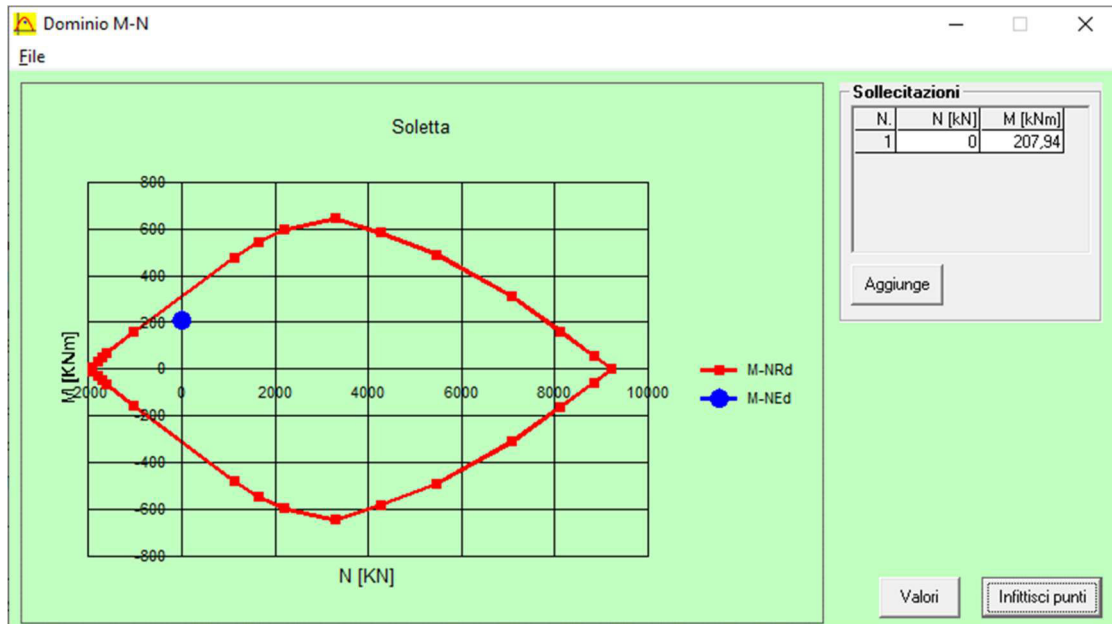
σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 18,63 ‰
 d 35 cm
 x 5,536 x/d 0,1582
 δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



14.6.4 Soletta – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	92760 N
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm ²
	f_{ck}	33,2 N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5
altezza	h	400 mm
copriferro	c	50 mm
altezza utile	d	350 mm
larghezza minima sezione	b_w	1000 mm
armatura longitudinale	A_{sl}	2512 mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	400000 mm ²
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0 N

$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,7559289
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,4692427
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ_1	0,0071771
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0 N/mm ²

rapporto geometrico di armatura longitudinale
tensione media di compressione della sezione

Resistenza a taglio	V_{Rd}	212219,91 N
---------------------	----------	-------------

$$V_{Rd} = \{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA
VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

14.7 VERIFICHE SLE

14.7.1 Piedritti

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	61,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2513	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2513	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	113,93	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	274795254	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,53	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	78,61	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	61,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	350	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2513	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2513	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	113,93	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	274795254	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,53	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione nell'armatura tesa	σ_s	78,61 [MPa]
------------------------------------	------------	--------------------

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2513	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2513	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	300	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	61	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	113,93	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	78,61	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	95,357541	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	95357,541	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ_p,eff	0,02636	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000121	[-]
		0,000236	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	299,00	[mm]
		299,00	[mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0705	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	68,94	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	113,93	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	88,84	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	95,357541	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	95357,541	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02636	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000172	[-]
		0,000267	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	299,00	[mm]
		299,00	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0797	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

14.7.2 Soletta

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	62,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2513	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2513	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	113,93	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2747952545	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,61	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	81,11	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	62,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	350	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2513	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2513	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	113,93	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2747952545	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,61	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	81,11	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2513	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2513	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$S_{ref,max}$	300	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	62,94	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	113,93	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	81,11	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	95,357541	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	95357,541	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02636	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000134	[-]
		0,000243	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	299,00	[mm]
		299,00	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0728	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	62,94	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	113,93	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	81,11	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	95,357541	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	95357,541	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02636	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000134	[-]
		0,000243	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	299,00	[mm]
		299,00	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0728	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

15 VERIFICHE GEOTECNICHE

15.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA

I terreni di fondazione vengono verificati tramite le sollecitazioni ottenute dalle combinazioni dell'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3) in cui i coefficienti del terreno sono unitari, ma vengono ridotte le resistenze globali tramite R3.

Tali azioni sono quindi quelle uscenti dal software con il quale è stata modellata la struttura in elevazione, dato che anche questa è stata approcciata con la medesima combinazione di coefficienti.

Per quanto riguarda l'azione derivante dall'analisi sismica, data la progettazione non dissipativa con $q=1$, non si prevede alcun incremento. Il YRd di maggiorazione è quindi pari ad 1.

15.2 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del tombino, si rimanda ai capitoli precedenti.

15.2.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica

Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	2	-0.120
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 6 5	2	-0.102

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	3	-0.100
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	3	-0.013

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	5	-0.086
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 6 5	5	-0.074

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
--	----------	--------------	------------

RELAZIONE DI CALCOLO

Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	6	-0.079
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 6 5	7	-0.057

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	8	-0.058
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 7 6	8	-0.055

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 11 10	9	-0.067
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	9	-0.047

15.2.2 Verifica di portanza

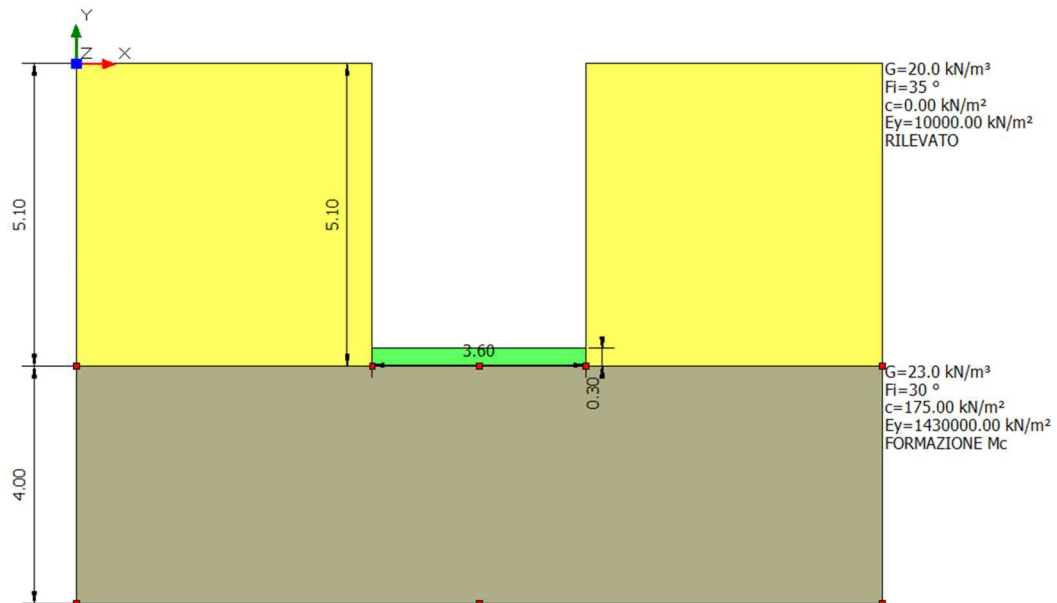


Figura 15-1 "Stratigrafia"

DATI GENERALI

Normativa NTC 2008

RELAZIONE DI CALCOLO

Larghezza fondazione 3.6 m
Lunghezza fondazione 1.0 m
Profondità piano di posa 5.1 m
Profondità falda 20.0

=====

SISMA

=====

Accelerazione massima (amax/g) 0.322
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0998

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.598	2.505	0.269
S.L.D.	101.0	0.863	2.419	0.286
S.L.V.	949.0	3.158	2.361	0.456
S.L.C.	1950.0	4.54	2.345	0.519

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.598	0.2	0.0122	0.0061

RELAZIONE DI CALCOLO

S.L.D.	0.863	0.2	0.0176	0.0088
S.L.V.	3.158	0.31	0.0998	0.0499
S.L.C.	4.54	1.0	0.463	0.2315

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
5.1	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	23.0	23.0	30.0	175.0	0.0	143000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE Mc

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	86.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	67.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult] 701.04 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 304.8 kN/m²

Tensione [Ed] 120.0 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 5.84
Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 18.4
Fattore [Nc] 30.14
Fattore [Ng] 4.66

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 209.3 kN/m²
Carico limite strato 1 (qt) 12270.05 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 583.74 kN/m²
Coefficiente di punzonamento (ks) 0.93
Rapporto (q1/q2) 0.0

=====

Carico limite 701.04 kN/m²
Resistenza di progetto 304.8 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Sisma

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 18.4

Fattore [Nc] 30.14

Fattore [Ng] 4.66

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 209.3 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 12270.05 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 583.74 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.93

Rapporto (q1/q2) 0.0

=====
Carico limite 701.04 kN/m²

Resistenza di progetto 304.8 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

CEDIMENTI ELASTICI

=====
Pressione normale di progetto 83.0 kN/m²

Spessore strato 30.0 m

Profondità substrato roccioso 30.0 m

Modulo Elastico 3000000.0 kN/m²

Coefficiente di Poisson 0.25

=====
Coefficiente di influenza I1 0.25

Coefficiente di influenza I2 0.0

Coefficiente di influenza Is 0.25

=====
Cedimento al centro della fondazione -0.01 mm

Coefficiente di influenza I1	0.24
Coefficiente di influenza I2	0.01
Coefficiente di influenza Is	0.25
Cedimento al bordo	0.0 mm

=====

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con le funzionalità dell'opera.

15.2.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

15.3 VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI MONTE

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del pozzetto, si rimanda ai capitoli precedenti.

15.3.1 Involuppo delle sollecitazioni per la verifica

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	1	-0.025
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	1	-0.013

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	2	-0.028
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	2	0.021

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	3	-0.019
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	3	-0.010

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
--	----------	--------------	------------

RELAZIONE DI CALCOLO

Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	4	-0.019
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	4	-0.010

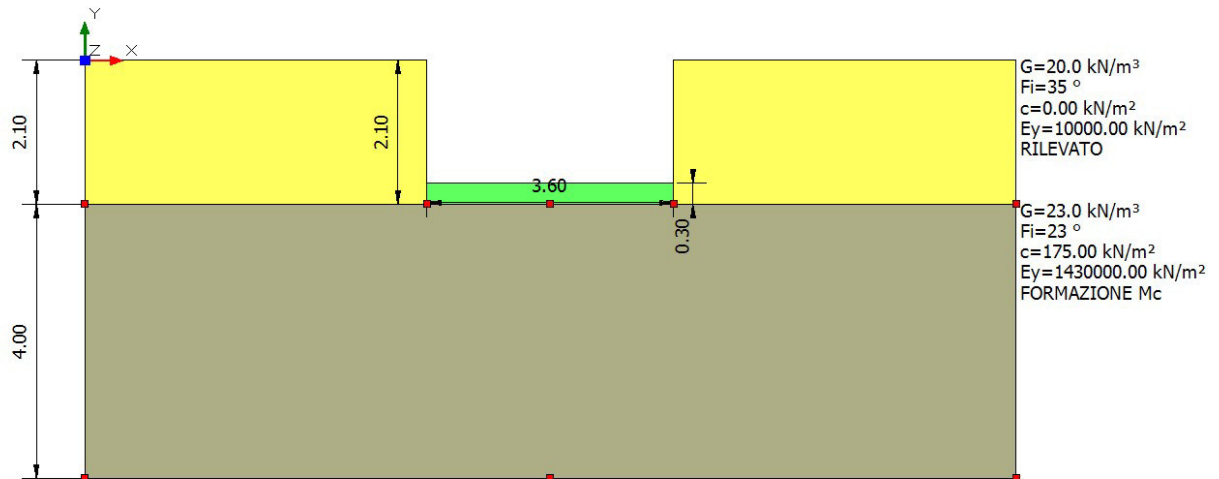
Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	5	-0.019
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	5	-0.010

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	6	-0.020
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	6	-0.005

15.3.2 Verifica di portanza



DATI GENERALI

=====
Normativa NTC 2008

Larghezza fondazione	3.6	m
Lunghezza fondazione	1.0	m
Profondità piano di posa	2.1	m
Profondità falda	20.0	

=====

SISMA

=====

Accelerazione massima (amax/g) 0.322
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0998

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.598	2.505	0.269
S.L.D.	101.0	0.863	2.419	0.286
S.L.V.	949.0	3.158	2.361	0.456
S.L.C.	1950.0	4.54	2.345	0.519

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.598	0.2	0.0122	0.0061
S.L.D.	0.863	0.2	0.0176	0.0088
S.L.V.	3.158	0.31	0.0998	0.0499
S.L.C.	4.54	1.0	0.463	0.2315

RELAZIONE DI CALCOLO

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
2.1	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	23.0	23.0	23.0	175.0	0.0	143000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE Mc

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	28.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult] 511.91 kN/m²

Resistenza di progetto [Rd] 222.57 kN/m²

Tensione [Ed] 28.0 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 18.28

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====
Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 8.66

Fattore [Nc] 18.05

Fattore [Ng] 1.56

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 140.3 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 6089.34 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 463.61 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.84

Rapporto (q1/q2) 0.0

=====
Carico limite 511.91 kN/m²

Resistenza di progetto 222.57 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Sisma

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====
Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 8.66

Fattore [Nc] 18.05

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattore [Ng] 1.56

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 140.3 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 6089.34 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 463.61 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.84

Rapporto (q1/q2) 0.0

=====

Carico limite 511.91 kN/m²

Resistenza di progetto 222.57 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto 20.0 kN/m²

Spessore strato 30.0 m

Profondità substrato roccioso 30.0 m

Modulo Elastico 3000000.0 kN/m²

Coefficiente di Poisson 0.25

=====

Coefficiente di influenza I1 0.25

Coefficiente di influenza I2 0.0

Coefficiente di influenza Is 0.25

=====

Cedimento al centro della fondazione -0.01 mm

=====

Coefficiente di influenza I1 0.24

Coefficiente di influenza I2 0.01

Coefficiente di influenza Is 0.25

Cedimento al bordo 0.0 mm

=====

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con le funzionalità dell'opera.

15.3.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

15.4 VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI VALLE

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del pozzetto, si rimanda ai capitoli precedenti.

15.4.1 Involuppo delle sollecitazioni per la verifica

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	1	-0.049
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 43	1	-0.020

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 43	2	-0.102
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	2	0.106

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	3	-0.037
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	3	-0.015

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	4	-0.037
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	4	-0.015

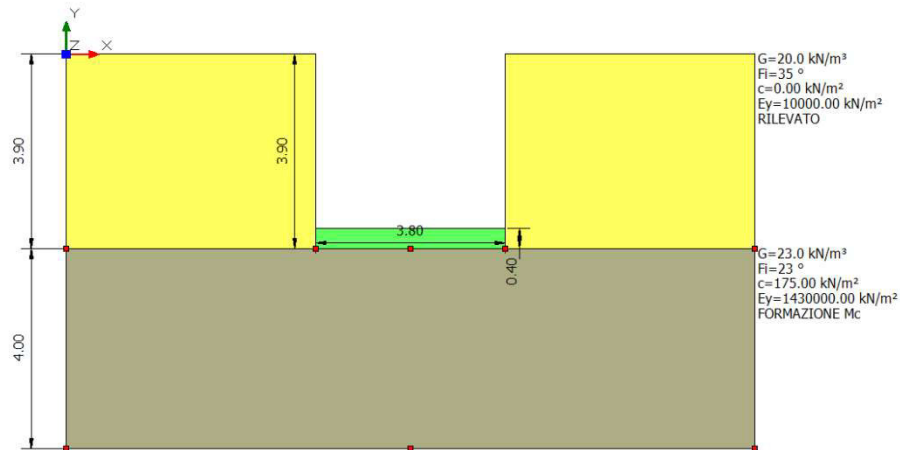
Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	5	-0.037
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	5	-0.015

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 1	6	-0.042
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 44 1	6	0.009

15.4.2 Verifica di portanza



DATI GENERALI

=====
Normativa NTC 2008

Larghezza fondazione 3.8 m

Lunghezza fondazione 1.0 m

Profondità piano di posa 3.9 m

Profondità falda 20.0

=====

SISMA

MANDATARIA:

MANDANTI:

=====

Accelerazione massima (a_{max}/g) 0.322
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0998

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.598	2.505	0.269
S.L.D.	101.0	0.863	2.419	0.286
S.L.V.	949.0	3.158	2.361	0.456
S.L.C.	1950.0	4.54	2.345	0.519

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	a_{max} [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.598	0.2	0.0122	0.0061
S.L.D.	0.863	0.2	0.0176	0.0088
S.L.V.	3.158	0.31	0.0998	0.0499
S.L.C.	4.54	1.0	0.463	0.2315

STRATIGRAFIA TERRENO

RELAZIONE DI CALCOLO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
3.9	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	23.0	23.0	23.0	175.0	0.0	143000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE Mc

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	49.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	102.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	37.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	42.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 4236.32 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 1841.88 kN/m²
 Tensione [Ed] 102.0 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 41.53
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 169452.7 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 23.0 kN/m³

Angolo di attrito 23.0 °

Coesione 175.0 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 10.23

Fattore [Nc] 21.75

Fattore [Ng] 7.55

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 4933.61 kN/m²

Resistenza di progetto 2145.05 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 23.0 kN/m³

Angolo di attrito 23.0 °

Coesione 175.0 kN/m²

=====

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattore [Nq] 10.23
 Fattore [Nc] 21.75
 Fattore [Ng] 7.55
 Fattore forma [Sc] 1.0
 Fattore forma [Sg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.89
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.83

=====
 Carico limite 4236.32 kN/m²
 Resistenza di progetto 1841.88 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

CEDIMENTI ELASTICI

=====
 Pressione normale di progetto 46.0 kN/m²
 Spessore strato 30.0 m
 Profondità substrato roccioso 30.0 m
 Modulo Elastico 1430000.0 kN/m²
 Coefficiente di Poisson 0.25

=====
 Coefficiente di influenza I1 0.24
 Coefficiente di influenza I2 0.0
 Coefficiente di influenza Is 0.25

=====
 Cedimento al centro della fondazione -0.02 mm

=====
 Coefficiente di influenza I1 0.23
 Coefficiente di influenza I2 0.01
 Coefficiente di influenza Is 0.24
 Cedimento al bordo -0.01 mm

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con lea funzionalità dell'opera.

15.4.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

16 SINTESI DEI RISULTATI

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo e nell'interpretazione dei risultati delle verifiche si esplicitano i seguenti aspetti riguardanti le armature degli elementi strutturali.

16.1 SOLETTE FONDAZIONE

16.1.1 Tombino

La platea di fondazione in c.a. (sp= 30cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

16.1.2 Pozzetto monte

La platea di fondazione in c.a. (sp= 30cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

16.1.3 Pozzetto valle

La platea di fondazione in c.a. (sp=30cm): armata con $\emptyset 20/10$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/10$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

16.2 PARETI

16.2.1 Tombino

Le pareti in c.a (sp = 30 cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

16.2.2 Pozzetto monte

Le pareti in c.a (sp = 30 cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

16.2.3 Pozzetto valle

Le pareti in c.a (sp = 30 cm): armata con $\emptyset 20/10$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/10$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

16.3 SOLETTA COPERTURA

La soletta di copertura in c.a. (sp = 30 cm): armata con $\emptyset 20/10$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/15$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

16.4 CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI

Min 0,2%

Max 4%

SP 30cm

Massimo ($\emptyset 20/10$)

%max,d 2,303835 - percentuale massima di progetto

verificato

Minimo ($\emptyset 10/20$)

%min,d 0,314159 - percentuale minima di progetto

verificato

La verifica dello spessore minimo viene omessa in quanto trattasi di strutture scatolari non adibite ad uso abitativo e quindi non soggette a limite minimo così come indicato dal TU 2008 al 7.4.6.1.4.

17 ACCETTABILITA' DEI CALCOLI

Per il controllo di accettabilità dei calcoli, si confronta il taglio in soletta dello scatolare ottenuto da semplici calcoli con il taglio ottenuto dall'output del software. Ciò permetterà di controllare il buon funzionamento di:

- Modellazione geometrica
- Modellazione dei vincoli
- Modellazione dei carichi
- Modellazione delle combinazioni di carico

Di seguito i dati necessari al calcolo manuale:

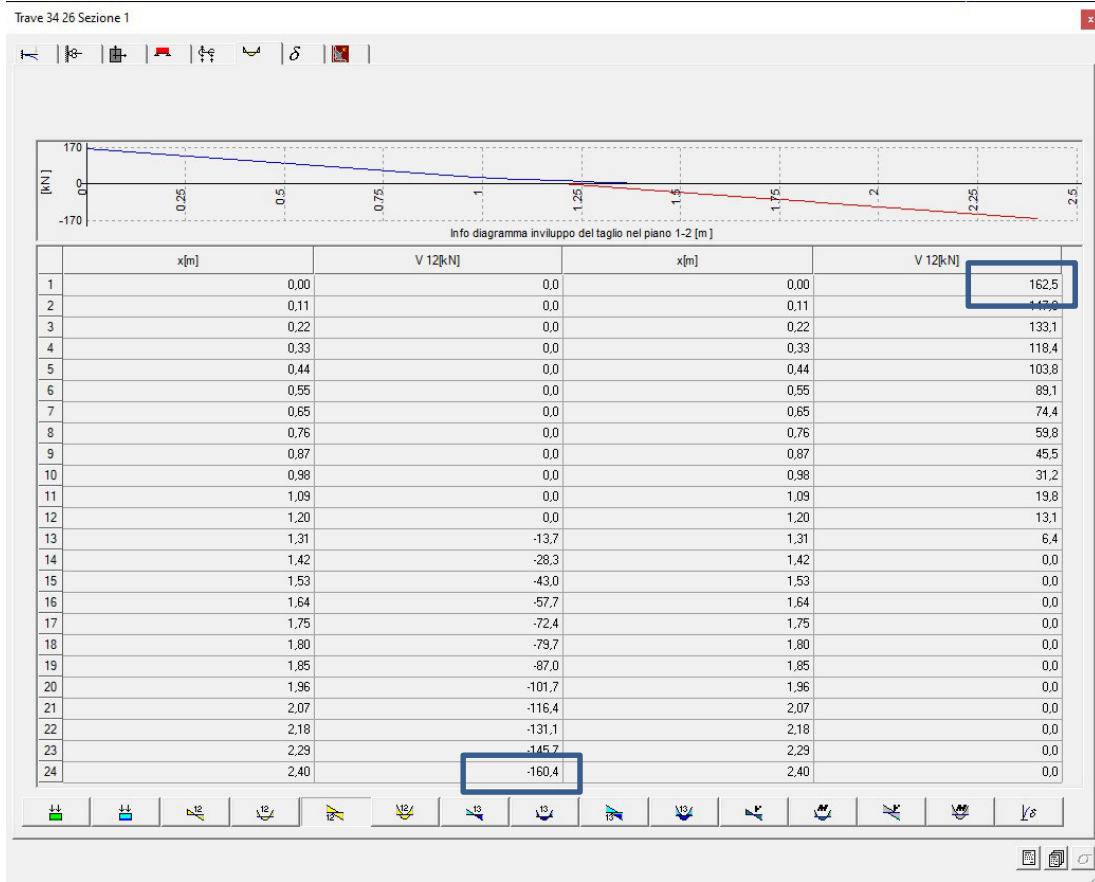
- (S) Spessore soletta=30cm
(l) Larghezza di calcolo soletta=100cm
(L) Lunghezza frame soletta=240cm
(G1k) Peso strutturale=25x0,3=7,5kN/m
(G2k) Peso ricoprimento=54kN/m
(Q1k) Tandem=30,74kN/m
(Q2k) Distribuito=9kN/m

Si esegue la combinazione delle azioni per ottenere il carico distribuito totale:

$$P=1,35 \times 7,5 + 1,35 \times 54 + 1,25 \times 30,74 + 1,5 \times 9 = 131,11 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = (P \times L) / 2 = 157,33 \text{ kN}$$

Si riporta un estratto del software:



I risultati sono del tutto in linea con i calcoli eseguiti a mano.

18 LICENZA SOFTWARE



LICENZA DI PRODOTTO

Numero di serie: **8904 CPRGTT**

N.01 WinStrand 2021

Data di acquisto: 16 06 2021

Utente: **Cooprogetti società cooperativa**

Indirizzo: Via della Piaggiola, 152

Città: 06024 Gubbio (PG)

Codice Fiscale: 00424850543

Partita I.V.A.: 00424850543

E-mail: assistenza@cooprogetti.it

Analisi Strutturale:	SI	Verifica Sezioni Miste:	SI
Verifica e Disegno CA:	SI	Verifica e Disegno Lastre:	SI
Verifiche Acciaio:	SI	Compositore Profili:	SI
Estensione G.D.L.:	SI	Gestore Sezioni C.A.:	SI
Pali:	SI	Verifiche e Disegno Nodi Acciaio:	NO
Preflex:	SI	Supporto Chiave Monoutente:	SI
Supporto Condivisione Software:	SI	Geo Fondazioni:	NO
Analisi non lineare:	SI	Murature:	SI
Verifica Resistenza al Fuoco:	SI	Edifici Esistenti:	SI
Verifica Aste Legno:	SI	Solai C.A.:	NO
Verifiche Acciaio Americane:	NO	Solaio Misto Legno Calcestruzzo:	NO
Verifiche Acciaio Australiane:	NO		

Scadenza InForma: **30 06 2022**



ENEXSYS S.R.L. - Via Tizzano 46/2 - 40033 Casalecchio di Reno Tel 051/57.65.05 Fax 051/57.60.06

MANDATARIA:

MANDANTI: