



Comune di Arezzo

Ufficio Mobilità
Servizio Governo del Territorio

PNRR "Rigenerazione Urbana"

Intervento di realizzazione di una pista ciclabile di collegamento tra il Centro Commerciale OBI e Via Bologna
CUP B11B21002300005

LIV. PROG.

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE

STRUTTURE:
Ing. Stefano Pittalis
Ordine Ingg Firenze n.6732

ARCHITETTONICA:
Ing. Stefano Pittalis
Ordine Ingg Firenze n.6732

IMPIANTISTICA:
Ing. Stefano Pittalis
Ordine Ingg Firenze n.6732

GEOLOGICA:
Geol. Giuseppe Lotti
Ordine Geol. Toscana n.1422



TIPO ELABORATO

ELABORATI STRUTTURALI

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLO
SCATOLARE DI ATTRAVERSAMENTO

COD. PROGETTO

23036

RIFERIMENTO ELABORATO

N° Ordine Elaborato	Livello Progettuale	Tipo Elaborato	Codice Elaborato	Anno	Revisione
1 7	P E	R T	0 7	2 4	0 0

DATA DI STAMPA

marzo 24

SCALA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Roberto Bernardini

(Timbro & Firma)

NOME FILE

240220_23036_Arch

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	PROGETTO ESECUTIVO				



Dott. Ing. Massimiliano Del Bino

Via dei Saretti, n°30 - 55011 Spianate - Altopascio (Lucca) Cell.: 348-7307847 Tel.: 0583-947513 Fax: 0583-947513

PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI MANUFATTI PREFORMATI IN C.A.V. A SEZIONE SCATOLARE, CON MISURE INTERNE 400x300h cm LUNGHEZZA L=120 cm, SPESSORE 30 cm, per CARICHI DA PONTE FERROVIARIO, DA PORSI IN OPERA INTERRATI ed IN ZONA DI CLASSIFICAZIONE SISMICA 2



COMUNE di AREZZO
Ufficio Mobilità – Servizio Governo del Territorio

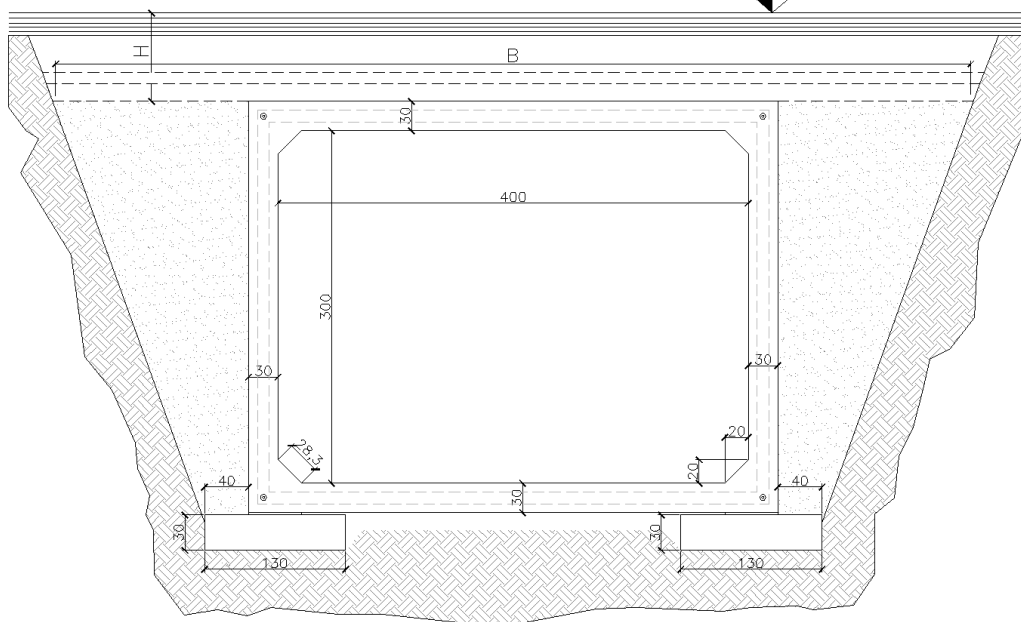
PNRR "RIGENERAZIONE URBANA"
INTERVENTO DI REALIZZAZIONE DI UNA PISTA CICLABILE DI COLLEGAMENTO TRA IL CENTRO COMMERCIALE OBI E VIA BOLOGNA

RICOPRIMENTO: 0,95 m

PREFABBRICATORE: PREFABBRICATI LP srl – DIECIMO (LU)
SCATOLARE sezione interna 400x300hx120Lx30s cm
B (larghezza min. di scavo o posa in rilevato) = 8,50 m
H (altezza ricoprimento) = 0,95 m

SCHEMA GRAFICO DI POSA IN OPERA

Carichi da PONTE FERROVIARIO



RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Società Prefabbricatrice:
PREFABBRICATI LP srl
Loc. Al Poggione
55020 Diecimo – Borgo a Mozzano (LU)

Lucca (LU), 26/02/2024



Il Progettista Strutturale
degli scatolari interrati:
Ing. Massimiliano Del Bino



SOMMARIO:

A	PREMESSA	3
B	DATI GENERALI FORNITI DALLA COMMITTENZA	3
C	DATI GEOLOGICI FORNITI DALLA COMMITTENZA	5
D	DESCRIZIONE	10
D.1	<u>VITA NOMINALE</u>	10
D.2	<u>CLASSE D'USO</u>	10
D.3	<u>PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA</u>	11
E	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI MINIMI	11
E.1	<u>CLASSI DI ESPOSIZIONE</u>	11
E.2	<u>PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO</u>	11
E.3	<u>TABELLA TIPI CALCESTRUZZO</u>	12
E.4	<u>PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITA'</u>	12
F	MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE	13
F.1	<u>CALCESTRUZZO</u>	13
F.2	<u>ACCIAIO PER C.A.</u>	13
F.3	<u>RELAZIONE SUI MATERIALI</u>	14
G	CRITERI GENERALI DI ANALISI	17
G.1	<u>MODELLO DI CALCOLO</u>	17
G.2	<u>TIPO DI ANALISI SVOLTA</u>	19
G.3	<u>ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI</u>	19
G.4	<u>AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI</u>	19
G.5	<u>VALIDAZIONE DEI CODICI</u>	19
G.6	<u>MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI</u>	20
G.7	<u>GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI</u>	20
G.8	<u>SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI</u>	20
G.9	<u>INFORMAZIONE GENERALI SULL'ELABORAZIONE</u>	21
G.10	<u>NON LINEARITA' GEOMETRICHE</u>	21
G.11	<u>EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI</u>	21
G.12	<u>INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA</u>	21
G.13	<u>METODI DI VERIFICA</u>	23
H	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	23
I	AZIONI SULLA STRUTTURA	24
I.1	<u>CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI</u>	24
I.2	<u>PESO PROPRIO STRUTTURALE</u>	24
I.3	<u>PESO DEL RINTERRO-RILEVATO</u>	24
I.4	<u>PESO DEL PACCHETTO DI FINITURA SU ESTRADOSSO TRAVERSO INFERIORE</u>	24
I.5	<u>SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO</u>	25
I.6	<u>SOVRACCARICHI INTERNI PER SOTTOPASSO CICLO-PEDONALE</u>	25
I.7	<u>SOVRACCARICHI MOBILI (CARICHI FERROVIARI LM71, SW/0 E SW/2)</u>	25
I.8	<u>INCREMENTO DI SPINTA ORIZZONTALE LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE</u>	27
I.9	<u>SOVRACCARICHI MOBILI (CARICHI FERROVIARI) – AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI</u>	27
I.10	<u>AZIONE SISMICA</u>	27
I.11	<u>SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO</u>	32
I.12	<u>EFFETTO DELLA FALDA SUI PIEDRITTI</u>	32
I.13	<u>SOTTOSPINTA IDRAULICA – G1D</u>	33
J	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI E VALUTAZIONI SICUREZZA	34
J.1	<u>PREMESSA</u>	34
J.2	<u>TIPOLOGIA COMBINAZIONI</u>	35
J.3	<u>CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CCE)</u>	37
J.4	<u>COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CC)</u>	37
K	VERIFICHE	38
K.1	<u>VERIFICHE TRAVERSO SUPERIORE</u>	40



K.2	<u>VERIFICHE PIEDRITTI</u>	43
K.3	<u>VERIFICHE TRAVERSO INFERIORE</u>	47
K.4	<u>VERIFICHE SLU PER TAGLIO</u>	50
K.5	<u>VERIFICHE TENSIONI NEI NODI RIGIDI DELLO SCATOLARE</u>	51
K.6	<u>SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE</u>	51
L	VERIFICHE LOCALI	52
L.1	<u>VERIFICA ARMATURE PARETI INTERNE</u>	52
L.2	<u>VERIFICHE DI PUNZONAMENTO</u>	52
L.3	<u>VERIFICHE TERMINALI (GIUNTO)</u>	52
L.4	<u>STABILITA'</u>	53
L.5	<u>CARICHI SUPERFICIALI ORIZZONTALI</u>	53
L.6	<u>DEFORMAZIONE DELLA SOLETTA SUPERIORE</u>	53
L.7	<u>CEDIMENTO DIFFERENZIALE</u>	53
M	METODO COSTRUTTIVO	54
N	MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO	54
O	INSTALLAZIONE	55
O.1	<u>PREPARAZIONE DEL SITO</u>	55
O.2	<u>SPIANATURA</u>	55
O.3	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO</u>	55
O.4	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO</u>	56
P	AZIONI TRASVERSALI E LONGITUDINALI SULLA CONDOTTA DOVUTI A VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO SISMICO	56
Q	PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA	56
R	VERIFICHE GEOTECNICHE	61
R.1	<u>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE</u>	61
R.2	<u>VERIFICA CEDIMENTI</u>	69
S	VERIFICA SLITTA DI FONDAZIONE IN C.A.	76
T	SISTEMA DI PRECOMPRESSIONE LONGITUDINALE	76
U	VERIFICA GALLEGGIAMENTO	77
V	CONCLUSIONI	78



A PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo strutturale e alla verifica di un elemento prefabbricato scatolare, prefabbricato in c.a.v..

La forma è quella di un parallelepipedo avente le seguenti dimensioni utili interne:

- Base B: $B = 400 \text{ cm}$
- Altezza H: $H = 300 \text{ cm}$
- Lunghezza L: $L = 100 \text{ cm}$
- Spessore t: $t = 30 \text{ cm}$
- Lunghezza smussi interni a 45° s: $s = 20 \times 20 \text{ cm}$ circa

La posa è prevista sotto transito di tipo ferroviario con riferimento ai carichi tipo LM71 e SW0/SW2, con ricoprimento "R" di terreno massimo pari a:

$$\mathbf{R = 95 \text{ cm}}$$

Si fa presente che i manufatti scotolari prefabbricati in oggetto, essendo caratterizzati dalla presenza di uno spessore di ballast di spessore minimo come da elaborati grafici forniti dalla Committenza, non sono assimilati ad un ponte ferroviario vero e proprio.

Nel calcolo del peso massimo del ballast si farà riferimento al massimo spessore indicato in precedenza, mentre per la valutazione delle azioni dovute al transito ferroviario di farà riferimento anche a ricoprimenti minimi necessari sicuramente inferiori a quanto sopra indicato, il tutto a favore di sicurezza.

Ad ogni modo tali elementi saranno dimensionati in riferimento ai carichi dovute alle condizioni al contorno, facendo notare che le azioni di frenatura e avviamento, come riportato nella norma UNI EN 14844, devono essere assorbite dalla massicciata ferroviaria, senza che abbiano effetto sui suddetti scotolari; le azioni dovute al serpeggio e alle eventuali forze centrifughe, poiché l'asse della condotta è pressoché ortogonale allo sviluppo longitudinale dei binari e il tratto in oggetto non presenta uno sviluppo in curva, risultano trascurabili.

Le azioni termiche e le azioni dovute a neve e vento sono ovviamente trascurabili.

B DATI GENERALI FORNITI DALLA COMMITTENZA

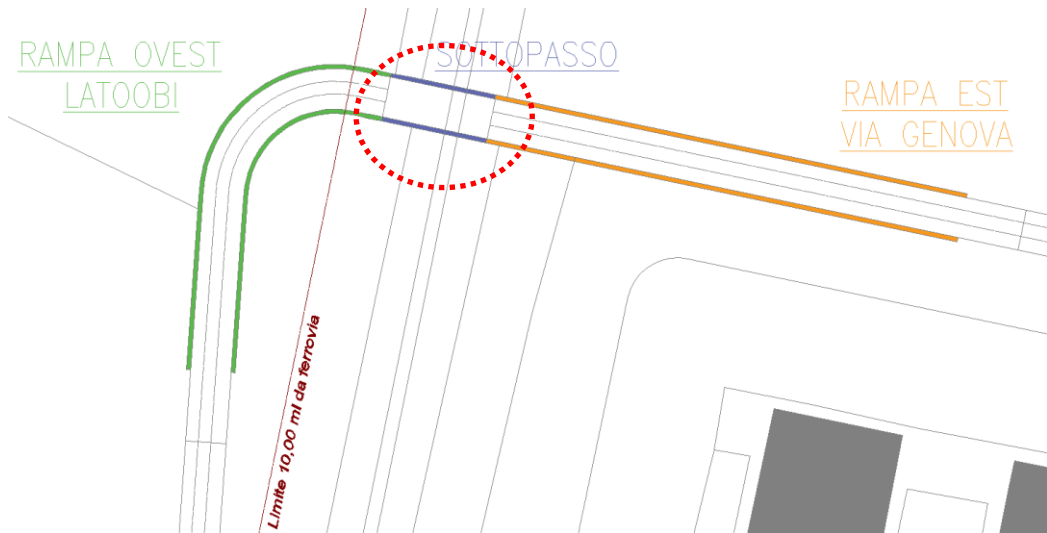
Nel seguito si riportano alcuni dati generali contenuti nei documenti forniti dalla Committenza.

Per quanto riguarda la classe d'uso si dovrà far riferimento ad una classe d'uso IV.

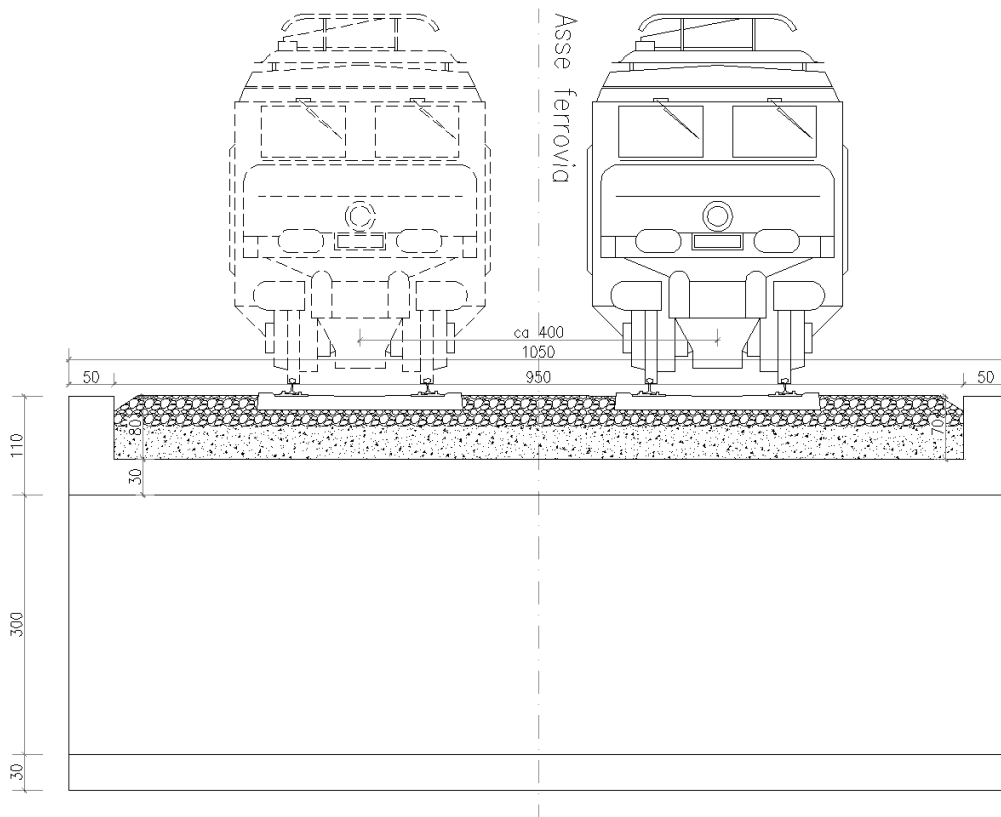
La Committenza ha richiesto di abbassare di 10 cm lo scatolare in modo da avere un pacchetto finito al piano terreno di 20 cm e tale da coprire gli smussi angolari; quindi lasciando inalterate le dimensioni dello



scatolare, sarà necessario aumentare il carico del ballast e una rivalutazione degli effetti dei carichi mobili dovuta al maggior spessore del rilevato (ballast).



Planimetria generale con individuazione sottopasso in oggetto.

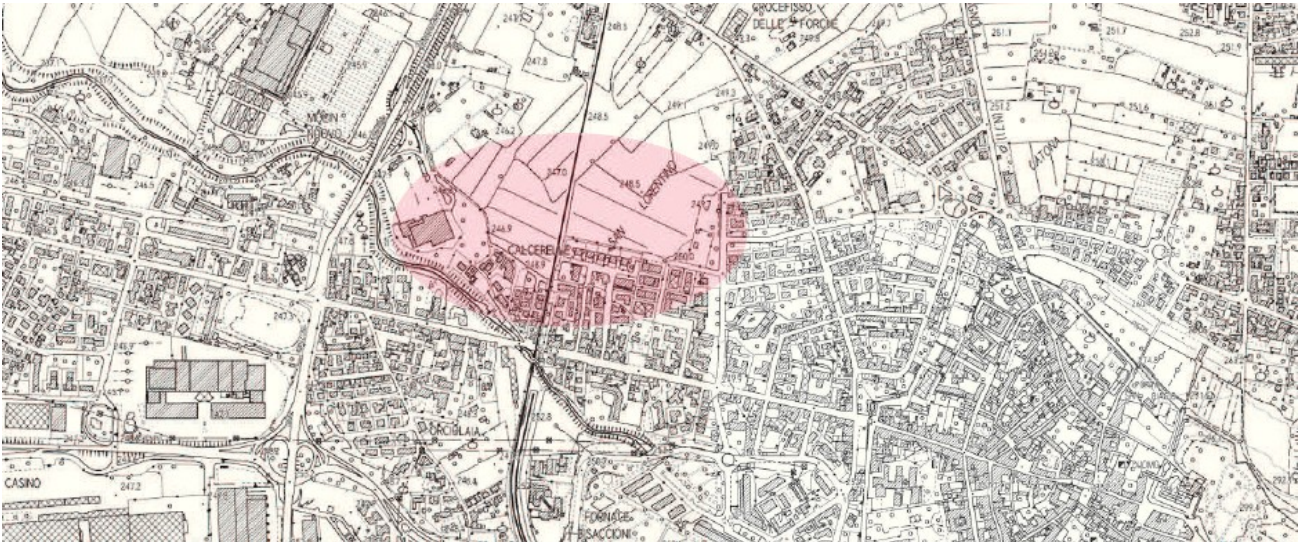


Sezione longitudinale sullo scatolare tipica.

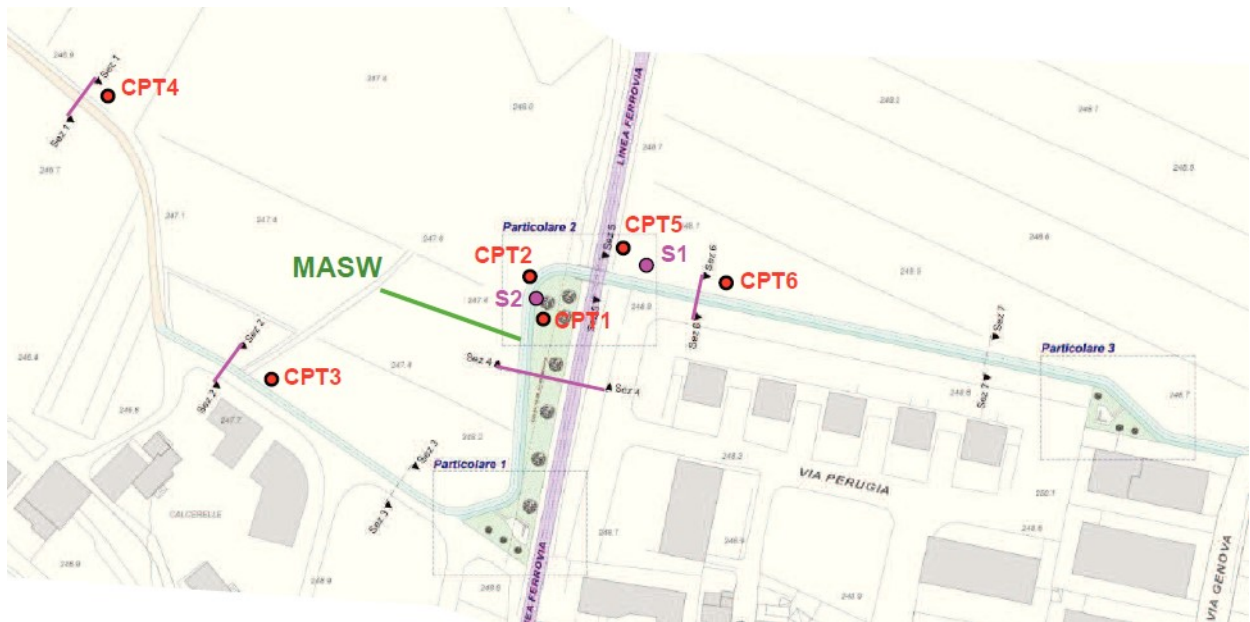





C DATI GEOLOGICI FORNITI DALLA COMMITTENZA

La Committenza ha fornito alcuni dati geologici utili allo sviluppo della presente relazione, come descritti nel seguito, estrapolati dalle relazioni fornite.



Corografia generale. Individuazione area di intervento.



- CPT** ● Prova penetrometrica statica CPT
- S** ● Sondaggio geognostico a carotaggio continuo
-  Tracciato pista ciclopedonale in progetto
-  Traccia di sezione litostratigrafica schematica (v. all. 5a e 5b)
- MASW**  Indagini sismica MASW (v. relazione di modellazione sismica)

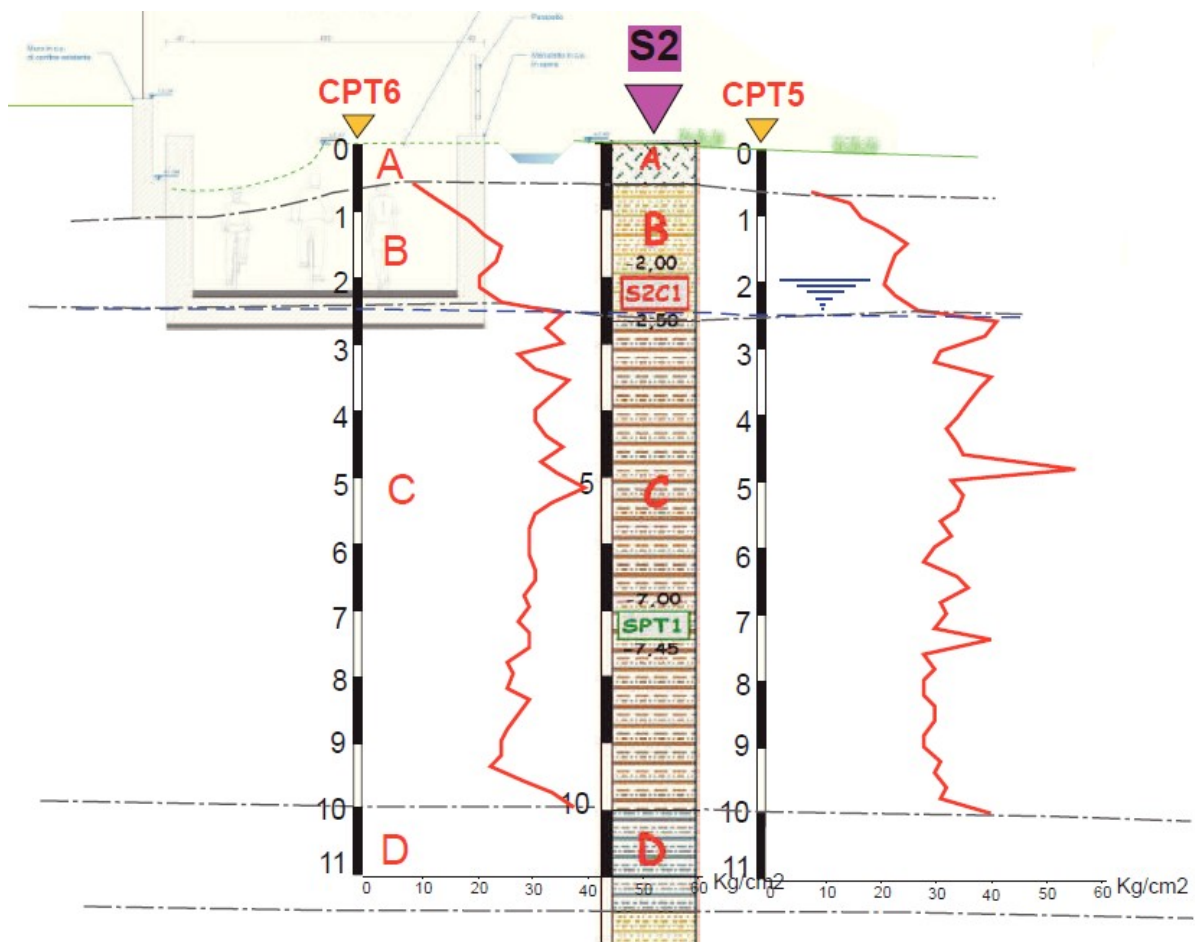
Carta con ubicazione delle indagini geognostiche.



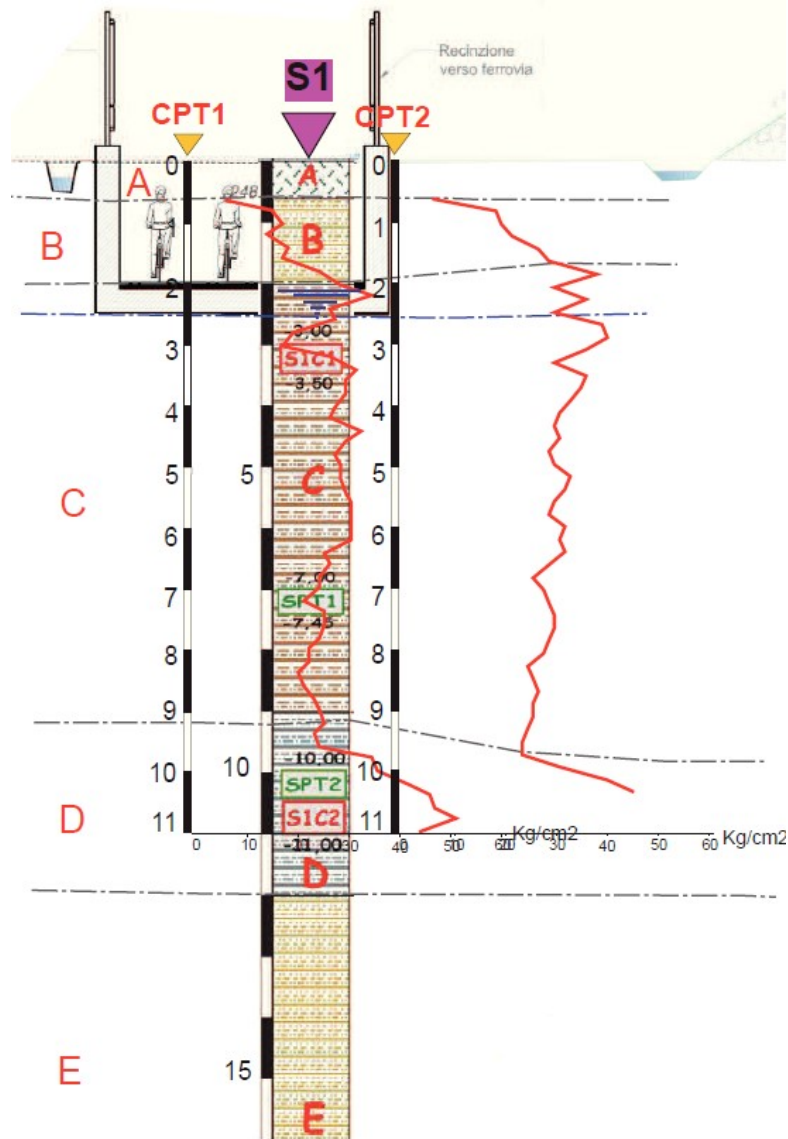
TABELLA RIASSUNTIVA DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PROPOSTI
(SETTORE SOTTOPASSO FERROVIARIO – MODELLAZIONE PARAGRAFO 5.1)

STRATO	ϕ	γ (g/cm ³)	C_u (kg/cm ²)	M_o (kg/cm ²)
A	-	1,85	-	-
B	26°	1,95	0,70	52
C	27°	1,95	0,85	66
D	29°	1,95	1,10	108
E	30°	1,95	0,95	90
F	31°	1,95	-	135

Parametri geotecnici di riferimento.



Indicazione sezione stratigrafica.



Indicazione sezione stratigrafica.

Il sito in esame è ubicato nel comune di Montopoli in val d'Arno, Regione Toscana ed è caratterizzato dalle seguenti coordinate geografiche e quota sul livello del mare medio:

Latitudine	Longitudine	Q s.l.m.m. [m]
43,47217° Nord	11,86809° Est	247

Tabella 4.2: coordinate geografiche e quota sul livello del medio mare.

Il sito in esame appartiene alla **Zona sismica 2** ed è caratterizzato da una categoria di sottosuolo di tipo C, secondo la classificazione fornita al punto 3.2.2 del D.M. 2018.



Il suolo è stato assunto, come indicato nella relazione redatta dal Dott. Geol. Giuseppe Lotti, appartenente alla *categoria C*: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*”.

Nella stessa relazione si indica che la zona di intervento ha *categoria topografica T1*.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici si fa riferimento all'indagine geologica-tecnica sopra citata.

La fondazione sarà impostata scavando dal piano di campagna oltre i 3,40 m, pertanto la fondazione andrà ad attestarsi su uno strato di “limi argillosi da mediamente consistenti a consistenti”. Si riportano di seguito i valori caratteristici assunti per lo strato in esame:

- Coesione non drenata: $Cu_k = 0,85 \text{ kg/cm}^2$
- Peso specifico: $\gamma_k = 1950 \text{ kg/m}^3$;
- Modulo edometrico: $M_0 = 66 \text{ kg/cm}^2$.

Dal punto di vista idrogeologico gli S.U. comunali (all. 4) collocano il comparto d'interesse all'interno di un settore interamente ricadente nella classe 3, comprendente le porzioni territoriali classificate con permeabilità media di tipo primario (per porosità). Nella carta idrogeologica di seguito riportata in estratto risulta che il tetto della falda freatica si attesta a quote variabili tra 239 e 246 m s.l.m. circa, il che sta ad indicare la possibilità di intercettazione della falda a partire da circa -4,00 m dal p.c. nel settore più orientale del tracciato in previsione, con possibili risalite verso la superficie.

Secondo la documentazione aggiuntiva fornita dalla Committenza, con riferimento in particolare all'addendum alla relazione geologica, si è rivalutata la quota della falda (monitoraggio della falda).

Secondo i livelli piezometrici riportati nella tabella riportata di seguito si può assumere un modello geotecnico con livello di falda a -1,50 m dal P.C. relativo, si presume, allo stato attuale.

A seguito dell'installazione dei piezometri da prova penetrometrica (realizzati in data 05 Dicembre 2023) sono state eseguite le misure del livello statico locale, come indicato sotto:

	Piezo 01 penetrometro	piezo 02 penetrometro	S2 (2023)	S (2024)
05/12/23	-7	non rilevata	/	/
09/12/23	-7	-6,5	/	/
22/12/23	-3,4	-1,8	-2,3	/
04/01/24	-3,15	-1,8	-2,3	/
08/01/24	-3,1	-1,5	-2,4	non misurata

Il nuovo sondaggio, eseguito in data 05 Gennaio 2024 e, a seguito dell'utilizzo di acqua in fase di realizzazione e dopo un evento piovoso avvenuto in data 06/07 Gennaio le misure, ad oggi, non sono considerate attendibili per la necessita di maggior tempo per ristabilire l'equilibrio idrico della falda. Saranno previste ulteriori misurazioni da effettuarsi prima della realizzazione del manufatto



MONITORAGGIO FALDA ACQUIFERA SOTTOPASSO FERROVIA AREZZO-STIA (AR) – via Perugia – via Genova

In corrispondenza dell'area di edificazione del sottopasso ai lati del rilevato ferroviario Arezzo-Stia, come rappresentato in planimetria, sono state realizzate indagini finalizzate all'installazione di piezometri per la misura diretta del livello statico della falda acquifera locale, a seguito della presa visione della Relazione Geologica redatta per il progetto strutturale, in cui era stato indicato un livello statico prossimo al piano campagna, ma non erano stati ritrovati i tubi piezometrici, successivamente rinvenuto solo uno (indicato con S2 piezo 2023) a raso piano campagna, parzialmente interrato:



in particolare sono state realizzate:

N.2 prove penetrometriche dinamiche (DPSH) eseguite con penetrometro superpesante, modello PAGANI TG63-100 da 10 tonnellate ed effettuata mediante l'infissione nel terreno di una punta metallica attraverso l'utilizzo di una massa battente con peso e altezza definita. Le misure di resistenza all'avanzamento vengono rilevate ogni 20 centimetri di profondità; i risultati vengono rappresentati in diagrammi con l'indicazione del numero di colpi (resistenza alla punta) a profondità crescente;

Durante la realizzazione delle prove penetrometriche è stato rilevato un numero di colpi crescenti con la profondità e interruzione a circa 9 metri (in entrambe le prove) per elevata compattezza dei terreni, in particolare nella prova penetrometrica DPSH1 (piezo 01) il terreno risulta maggiormente compatto da 7 metri da p.c., mentre la prova penetrometrica DPSH2 (piezo 02) presenta invece un livello superficiale meno consistente (numero di colpi all'avanzamento pari a 1/2/3) da 0 a 2,5 metri da p.c.

N.1 SONDAGGIO a distruzione di nucleo con diametro di 101mm seguite con penetrometro superpesante, modello PAGANI TG63-100 dove l'avanzamento della perforazione è stato eseguito con batteria di aste e carotiere per una profondità di 10 metri da piano campagna.

Anche nel nuovo sondaggio è stato estratto del materiale limo-argilloso superficiale, con aumento della componente granulare limo-sabbiosa fra 4 e 8 metri da piano campagna, e un sottostante livello argilloso compatto (bassa permeabilità), volutamente non approfondito, a seguito anche della presa visione dei precedenti elaborati geologico-tecnici.

Rispetto ai piani di progetto, la Committenza indica per mezzo della relazione geologica redatta, una quota di falda pari a -2,50m dal p.d.c. quindi sopra la quota della base dello scatolare in oggetto, per cui nel seguito si valuteranno gli effetti della spinta della falda su piedritti e traverso inferiore.



D DESCRIZIONE

Trattasi di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare/quadrata di tipo scatolare di profondità (lunghezza longitudinale del singolo pezzo) pari a 100 cm, di dimensioni interne pari a 400 x 300h cm. Ogni elemento sarà realizzato presso stabilimento specializzato mediante procedimento automatizzato; lo spessore delle pareti (traverso superiore, traverso inferiore e piedritti) è pari a 30 cm ed è presente uno smusso interno di lunghezza pari a 20x20 cm. Per la geometria dell'elemento si veda schema grafico allegato.

La quota tra l'estradosso dell'elemento e la sede stradale sarà considerata pari a 80 – 85 cm.

Gli scatolari dovranno essere autoportanti ed idonei:

- a sopportare con idoneo grado di sicurezza i carichi permanenti dovuti al riempimento del terreno sovrastante;
- a sopportare con idoneo grado di sicurezza i carichi massimi rappresentati carichi da ponte ferroviario;
- allo smaltimento delle acque ed a sopportare le spinte dell'acqua interna;
- a sopportare la spinta laterale dovuta al terreno e ai sovraccarichi suddetti;
- a sopportare le azioni orizzontali e verticali per zona sismica 2.

Il sistema degli scatolari sarà connesso longitudinalmente per mezzo di 4 barre tipo Dywidag D.18 mm, tesata con circa 10t ciascuna.

Lo scatolare poggerà su due slitte in c.a. prefabbricati a conci di lunghezza pari a 4,00 m, poste in corrispondenza dell'appoggio dei due piedritti.

D.1 VITA NOMINALE

La vita nominale (VN) dei manufatti in oggetto, cioè il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata è stata considerata, in mancanza di richieste specifiche, pari a:

VN \geq 50 anni

D.2 CLASSE D'USO

In merito alla classe d'uso, cioè in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della presente struttura in presenza di azioni sismiche, la struttura oggetto della presente relazione può essere considerata di classe IV.

CLASSE D'USO: IV.



D.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su questa costruzione sono state valutate in relazione ad un periodo di riferimento (VR) dedotto dal prodotto della vita nominale (VN) per un coefficiente d'uso (CU).

Il coefficiente d'uso (CU) è dedotto, al variare della "classe d'uso". Nel caso in esame (CU) risulta pari a 2,00. Quindi: $VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 2,00 = 100$ anni. $VR = 100$ anni.

E CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI MINIMI

Le strutture in oggetto possono essere classificate come:

- strutture interrato e strutture idrauliche in acqua dolce: sono opere queste ultime che hanno contatto diretto con acqua dolce, ovvero non di mare, sia pura che proveniente da scarichi industriali (ambiente non gelivo e non esposte a cloruri o altre sostanze aggressive).

E.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE

Secondo la normativa vigente la classe di esposizione più idonea per strutture interrato risulta la XC2 (cls bagnato, raramente asciutto) o XC4 (calcestruzzo ciclicamente asciutto e bagnato). A favore di sicurezza si è considerata la classe XC4 alla quale va abbinato la sigla XA1 per calcestruzzo in ambiente chimicamente debolmente aggressivo (secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1).

Combinazione di Classi di Esposizione: XC4 + XA1.

E.2 PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO

Nel seguito si riportano i dati necessari alla valutazione dei copriferri idonei per i manufatti in oggetto.

Le NTC prescrivono, a proposito dei dettagli costruttivi degli elementi monodimensionali, che "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 anche conto delle tolleranze di posa delle armature". Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1[N4] per dimensionare correttamente i copriferri. Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

$$c_{,nom} = c_{,min} + \Delta c_{,dev}$$

$$c_{,min} = \max [c_{,min,b}; c_{,min,dur}; 10 \text{ mm}]$$



Anche ipotizzando una classe strutturale pari a S4 (vita utile pari a 50 anni), e portandola (a favore di sicurezza) a S6 per effetto del passaggio ad una vita utile pari a 100 anni, ma decurtando 3 classi per effetto della maggior resistenza, della forma dell'elemento tipo soletta e del fatto che risulta assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo, si ottiene un valore di classe di resistenza pari a S3:

$$c_{\min, \text{dur}} (S3) = 25 \text{ mm.}$$

$$c_{\min, b} = \text{diametro della barra singola d'armatura (pari al massimo a 18 mm).}$$

$$c_{\min, b} = 18 \text{ mm.}$$

$5 \text{ mm} \leq \Delta c_{\text{dev}} \leq 10 \text{ mm}$ se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, in più:

$0 \leq \Delta c_{\text{dev}} \leq 10 \text{ mm}$ se è possibile assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. negli elementi prefabbricati).

Per cui risulta:

$$c_{\min} = 25 \text{ mm} \quad \text{e} \quad \Delta c_{\text{dev}} = 5 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad c_{\text{nom}} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

E.3 TABELLA TIPI CALCESTRUZZO

Campo di impiego: Scatolari interrati per condotte idrauliche.

UNI 11104 (prospetto 1)

Combinazione classi di esposizione:

UNI 11104 (prospetto 4) e UNI EN 206-1

Classe di resistenza (resistenza caratteristica): Rck 550 – C45/55

Classe di contenuto in cloruri: Cl 0,20

Diametro massimo dell'aggregato: Dmax = 20 mm

Classe di consistenza: S3

Prestazioni aggiuntive: Nessuna.

UNI EN 1992-1-1

Copriferro nominale: $c = 30 \text{ mm}$

Copriferro considerato: $c' = \underline{\mathbf{40}} \text{ mm}$

E.4 PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITA'

- Nelle strutture interrate o comunque esposte all'acqua vengono trascurate le guaine e altri dispositivi impermeabilizzanti, anche se considerati indispensabili, in quanto è sufficiente una parziale rottura di questi per far penetrare l'acqua di falda nella struttura.
- È da evitare il ristagno e il percolamento dell'acqua ove possibile con opportune pendenze.



- Sono da prevedere le analisi del terreno o dell'acqua in esso contenuta: in assenza di tali valutazioni (necessarie alla corretta progettazione della durabilità dei manufatti) si considererà la non presenza di sostanze aggressive.
- Si considera che le opere inserite nel sottosuolo non siano soggette a cicli di gelo e disgelo.
- Si trascurano gli effetti erosivi delle strutture immerse in acqua corrente.

F MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE

- Calcestruzzo con classe minima Rck 550 (daN/cm²): C45/55 - Rbk 550 (*)
- Acciaio da cemento armato: B450C (**)
- Copriferro: c = 4 cm

(*) I prelievi di calcestruzzo effettuati periodicamente, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente, consentono di assumere una resistenza caratteristica non inferiore a Rck = 55 Mpa.

(**) L'acciaio utilizzato per le armature risulta controllato in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente.

F.1 CALCESTRUZZO

Si riportano nel seguito le caratteristiche salienti del cls Rck 550 utilizzato nella realizzazione degli elementi in oggetto.

Tipo di calcestruzzo:	C45/55
Rbk calcestruzzo:	Rbk = 550 daN/cm ²
Modulo elastico:	E = 364160 daN/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica (Fck):	Fck = 456,5 daN/cm ²
Resistenza caratteristica a trazione (Fctk):	Fctk = 27,334 daN/cm ²
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,2$
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Modulo elastico trasversale:	$G = E/[2 \cdot (1+\nu)]$

F.2 ACCIAIO PER C.A.

Si prevede l'utilizzo di acciaio tipo: B450C, saldabile, dotato di Attestato di Qualificazione e caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura utilizzate nei calcoli:

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



$f_{t\ nom}$	540 N/mm ²
--------------	-----------------------

con:

$f_{y\ nom}$ Tensione nominale di snervamento

$f_{t\ nom}$ Tensione nominale di rottura

con il rispetto dei requisiti indicati in tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$ (N/mm ²)	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$ (N/mm ²)	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,15$ e $\leq 1,35$	10.0
$(f_t / f_{y\ nom})_k$	$\leq 1,25$	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:		
per $\phi < 12\text{mm}$	4 ϕ	4 ϕ
per $12 \leq \phi \leq 16\text{mm}$	5 ϕ	5 ϕ
per $16 < \phi \leq 25\text{mm}$	8 ϕ	8 ϕ
per $25 < \phi \leq 40\text{mm}$	10 ϕ	10 ϕ

resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

con:

$\gamma_c = 1,50$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza, in cui:

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32\text{mm}$;

$\eta = (132 - \phi) / 100 = 1,875$ per barre di diametro $\phi > 32\text{mm}$.

Nel caso in esame, si è utilizzato di barre di diametro ovunque minore di 32mm, quindi:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,79 = 4,03 \text{ N/mm}^2$$

⇒ quindi la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo seguente:

$$f_{bd} = 4,03 / 1,50 = 2,68 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{valida ad esclusione del caso successivo});$$

$$f_{bd} = (4,03 / 1,50) / 1,5 = 1,79 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per armature molto addensate o in zone di c.l.s. tesò.}$$

F.3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Nel seguito si riporta la relazione sui materiali conforme a quanto prescritto dalle Norme tecniche e dalle norme europee.

Normative di riferimento

- NTC-2018: Norme tecniche per le costruzioni.
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture in c.a..



- UNI EN 206-1: Calcestruzzo, specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- UNI 8520 Parte 1 e 2: Aggregati per calcestruzzo-Istruzioni complementari per l'applicazione in Italia della norma UNI-EN 12620 – Requisiti.
- UNI 7122: Calcestruzzo fresco. Determinazione della quantità di acqua d'impasto essudata.
- EN 10080:2005: Acciaio per cemento armato.
- UNI EN ISO 15360-1/2: Acciai per cemento armato: Metodi di prova.
- EN 13760:2008: Execution of concrete structures.

Acciaio

L'acciaio utilizzato comprende: barre d'acciaio tipo B450C ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$), rotoli tipo B450C ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$); prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli con:

- diametri $\leq 16 \text{ mm}$ per il tipo B450C
- reti elettrosaldate ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 12 \text{ mm}$) tipo B450C;
- tralicci elettrosaldati ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 12 \text{ mm}$) tipo B450C;

Ognuno di questi prodotti deve essere conforme alle Norme tecniche: queste specificano le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi e le condizioni delle prove di accettazione e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

Calcestruzzo

- Controlli

Il calcestruzzo, secondo quanto previsto dalle Norme tecniche vigenti, deve essere prodotto da impianti dotati di un sistema di controllo permanente della produzione, certificato da un organismo terzo indipendente riconosciuto. È compito della DL/Direttore di stabilimento accertarsi che i documenti di trasporto indichino gli estremi della certificazione. Nel caso in cui il calcestruzzo sia prodotto in cantiere/stabilimento occorre che, sotto la sorveglianza della DL, vengano prequalificate le miscele da parte di un laboratorio ufficiale (di cui all'art. 59 del DPR 380/2001). Sul calcestruzzo dovrà essere eseguito il controllo di accettazione di tipo A secondo quanto previsto dal capitolo 11 delle Norme tecniche.

- Tipi di calcestruzzo

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 206-1 e UNI 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nel seguito:

Campo di impiego:	Struttura interrata con funzioni idrauliche (acqua dolce)
Classe di esposizione:	XC4+XA1
Classe di resistenza (resistenza caratteristica):	Rck550 (C45/55)
Classe di contenuto in cloruri:	Cl 0,20



Contenuto aria:	Secondo richieste
Dmax aggregato (mm):	Dmax = 20 mm
Classe di consistenza:	Secondo processo produttivo
Copriferro nominale:	c,nom = 40 mm

- Classe di resistenza

La classe di resistenza è stata definita in conformità alle Norme tecniche e alla norma UNI EN 206-1: il primo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cilindrica (f_{ck} per le Norme tecniche e $f_{ck, cyl}$ per le norme europee) mentre il secondo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cubica (R_{ck} per le Norme tecniche e $f_{ck, cube}$ per le norme europee). Le resistenze soddisfano i valori minimi previsti dalla norma UNI 11104 per l'ambiente in cui è previsto che debbano lavorare i vari elementi strutturali.

- Classe di esposizione ambientale

La classe di esposizione ambientale prevista per le strutture in oggetto (manufatti prefabbricati interrati a per opere idrauliche in acqua dolce), tengono conto delle eventuali analisi effettuate sul terreno (in mancanza dei quali la presente relazione farà riferimento a condizioni non aggressive è contraddistinta dalla non presenza di agenti chimici aggressivi (è da considerarsi quindi trascurabile la presenza di altre sostanze aggressive previste dalla UNI EN 206-1). Le classi di esposizione ambientale hanno determinato la scelta delle caratteristiche minime dei calcestruzzi, la dimensione dei copriferri e la verifica dello stato limite di deformazione riportata nei punti specifici della presente relazione di calcolo a cui si rimanda per ogni dettaglio.

- Classe di consistenza

La classe di consistenza del calcestruzzo utilizzato dovrà essere conforme a quanto necessario per il corretto svolgimento delle operazioni di getto tipiche del processo industrializzato in stabilimento e secondo quanto indicato nei manuali operativi e di qualità aziendali del prefabbricatore.

- Aggregati

Gli aggregati devono essere marcati CE secondo la norma UNI EN 12620[N16] con un sistema di attestazione 2+ e devono essere conformi alla norma UNI 8520-2[N15]. Il diametro massimo dell'aggregato grosso prescritto tiene conto degli spessori, delle geometrie e dei copriferri e interferri degli elementi strutturali. In funzione della disponibilità sono accettabili solo diametri massimi minori o uguali a quelli prescritti.

- Classe di contenuto in cloruri

Tra quelle previste dalla norma UNI EN 206-1, è stata prescritta la classe che prevede una presenza non significativa di cloruri.

- Copriferro

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo la norma UNI EN 1992-1-1 (sezione 4), in funzione delle classi di esposizione ambientali. Si ricorda che il valore del copriferro è misurato dal filo esterno delle barre



più esterne posizionate nel getto. Le tolleranze di esecuzione dei copriferri sono quelle previste dalla norma EN 13670:2008: è stata considerata una tolleranza Δc_{dev} di 0-10 mm, come proposto dalla norma UNI EN 1992-1-1.

- Messa in opera

L'esecuzione dell'opera deve essere conforme alla norma prEN 13670:2008[N12]. A tal fine è stata prevista la classe di esecuzione 1 e la classe di tolleranza 1. In particolare si raccomanda di utilizzare casseforme di resistenza, rigidità, tenuta e pulizia adeguate ad ottenere superfici regolari e prive di difetti superficiali che possano incidere pesantemente sulla capacità del copriferro di proteggere le armature. Per quello che riguarda la messa in opera (tolleranze, giunzioni, assemblaggio) e piegatura (temperatura minima, diametro dei mandrini, ecc.) delle armature, occorre attenersi alle prescrizioni riportate nel capitolo 6 della norma prEN 13670:2008[N12].

I lavori di preparazione ai getti dovranno essere completati, ispezionati e documentati come richiesto dalla classe di esecuzione. Le superfici che vengono a contatto con il calcestruzzo fresco non devono avere una temperatura inferiore a 0°C finché questo abbia superato la resistenza a compressione di 5MPa. Il calcestruzzo deve essere idoneamente vibro-compattato in modo che le armature vengano adeguatamente incorporate nella matrice cementizia, l'elemento strutturale assuma la forma imposta dalle casseforme e la superficie del getto sia priva di difetti superficiali. Per la scelta effettuata delle classi di consistenza, la durata della vibrazione dovrà essere ad essa commisurata, il tutto secondo il procedimento di stabilimento tecnicamente consolidato.

G CRITERI GENERALI DI ANALISI

Per il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni sono stati utilizzati i metodi usuali tipici della Scienza delle Costruzioni.

Per il calcolo della sezione ci è basati sulle ipotesi di elasticità lineare.

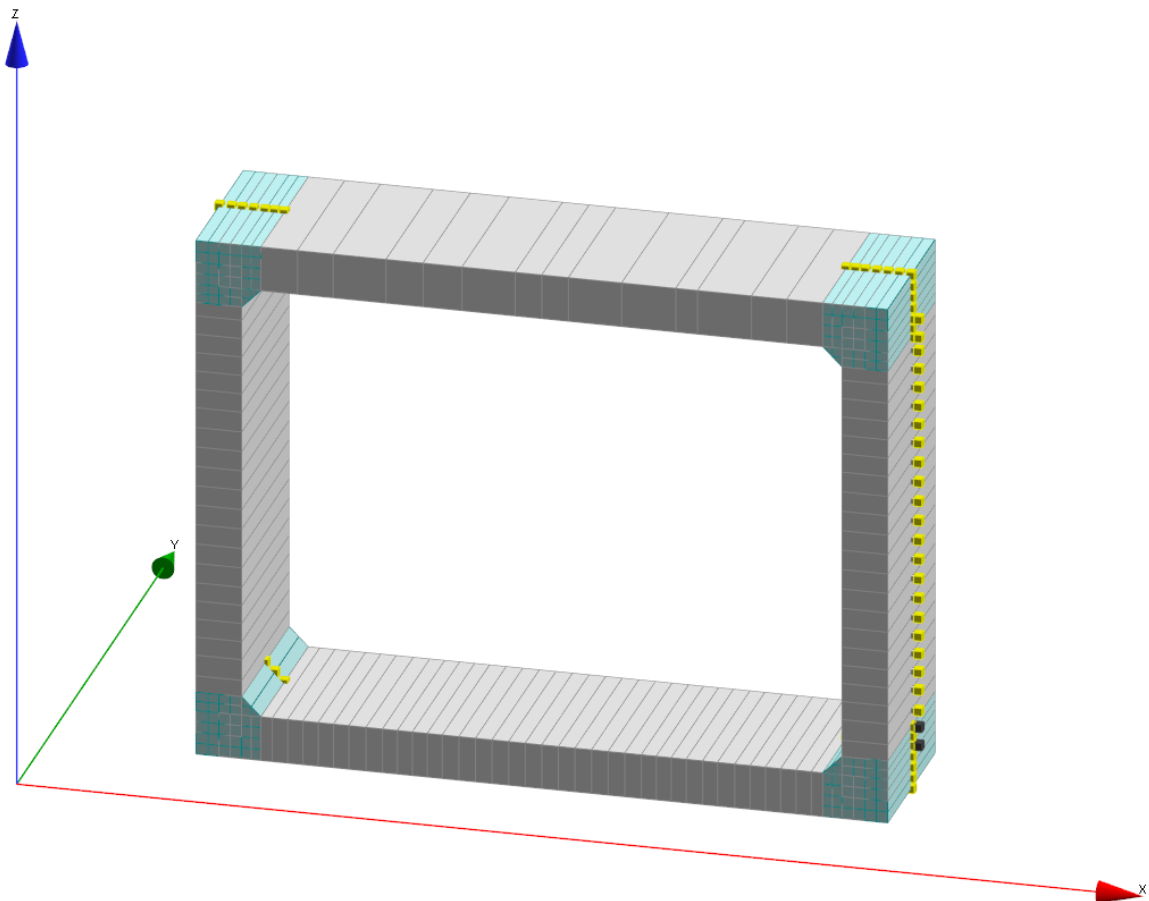
Lo scrivente dichiara di aver completamente ottemperato a quanto riportato nel punto 10.2 delle norme tecniche, secondo quanto meglio specificato nei punti seguenti.

G.1 MODELLO DI CALCOLO

Lo scatolare in oggetto è stato modellato, vista la presenza di armatura longitudinale, per uno sviluppo longitudinale pari a 120 cm (lunghezza effettiva del pezzo), e per semplicità, con una serie di aste (elementi BEAM) e con alcune porzioni di nodo costituite da elementi SHELL per simulare la reale conformazione geometria degli angoli del manufatto; questo elemento presenta infatti l'importante particolarità di essere dotato di smussi a 45° degli angoli interni: fatto che conferisce alla struttura una considerevole diminuzione



della luce effettiva di calcolo delle azioni flettenti sugli elementi (soprattutto sul traverso superiore); per cui non risulta idoneo – nell’ottica di una ottimizzazione strutturale - andare a considerare il telaio con luce pari alla distanza tra gli assi degli elementi correnti poiché ciò comporta una luce effettiva di calcolo pari a 430 cm, mentre nella realtà il comportamento è molto prossimo ad una serie di elementi con luce effettiva che tende a 370 cm: tale aspetto consente di cogliere l’effettivo comportamento statico e di ottimizzare la progettazione dell’armatura a flessione.



Vista del modello di calcolo.

Le aste visibili sui piedritti e sul traverso inferiore sono bielle reagenti solo a compressione che simulano la presenza del terreno.

Il modello rappresenta un elemento scatolare effettivo, per cui tutte le azioni e i valori di armatura sono riferiti alla sezione di larghezza pari a quanto indicato nel fascicolo di calcolo allegato. Si tenga presente che eventuali situazioni di carico non simmetriche sono state analizzate a priori e da tali analisi risultano ricoperte dalle sollecitazioni indotte dal comportamento statico delle membrature in configurazione di carico simmetriche.

Per la numerazione dei nodi, delle aste, per la tipologia delle sezioni aste e degli elementi bidimensionali, nonché per ogni dato non espressamente riportato nella presente relazione, si rimanda a quanto indicato negli allegati.



G.2 TIPO DI ANALISI SVOLTA

Vista la consistenza e geometria del fabbricato in oggetto, il tipo di analisi svolta è un'analisi statica non lineare, vista la presenza di elementi biella resistenti solo a compressione a modellazione dell'appoggio sul terreno delle membrature.

G.3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Nel seguito vengono indicate le caratteristiche principali del codice di calcolo utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni nella struttura in oggetto.

Codici utilizzati:

- Solutore XFINEST ver 2019 Non Lineare. Solutore FEM non lineare prodotto da CEAS – Centro di Analisi Strutturale, Viale Giustiniano, 10 – Milano.
- Pre e Post processore - MODEST ver. 8.20 - Produttore e Distributore: Tecnisoft sas (Prato). Codice Utente: 7062, concesso in uso a Ing. Massimiliano Del Bino. Tale software non è di fatto il solutore ma semplicemente un pre e post-processore con il quale definire la geometria e rileggere i risultati del calcolo FEM eseguito dal solutore.

G.4 AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI

Il sottoscritto progettista ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software XFINEST per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico (si veda “Manuale di Validazione”, distribuito dalla società CEAS). Tale documentazione, fornita dal produttore e distributore del software in oggetto, comprendente il “Manuale Teorico”, il “Manuale di Validazione”: tali documentazioni contengono esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono stati forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Stesse considerazioni possono essere ripercorse anche per quanto attiene invece al modulo software Modest.

G.5 VALIDAZIONE DEI CODICI

Vista la natura del modello di calcolo, caratterizzato da una certa semplicità, non è stato considerato necessario eseguire una validazione mediante utilizzo di altro codice di calcolo; si fa notare che il telaio considerato è improntato alla massima semplicità per cui i valori di sollecitazioni sono facilmente riscontrabili con procedure di calcolo manuali e tabellari, che sono state puntualmente condotte dallo scrivente, trovando buona corrispondenza con i valori riscontrati nel modello in oggetto.



G.6 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

L'esito delle elaborazioni ritenute più significative per il caso in esame è stato sintetizzato nelle figure riportate nella presente e negli allegati (si veda fascicolo di calcolo); di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici eventualmente riportati nel seguito, sono stati evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza nei punti o nelle sezioni significative, ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura.

G.7 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel semplice confronto dei risultati prodotti con il calcolo automatico, con i risultati di semplici calcoli, di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di primo dimensionamento della struttura. Per brevità non si riportano tali valutazioni.

G.8 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di telaio chiuso simmetrico con appoggio (traverso inferiore) su suolo elastico continuo alla Winkler con costante di sottofondo idonea: si veda punti seguenti.

Sui piedritti si è considerato un vincolo orizzontale (fornito dal terreno di rinfiacco) schematizzato con molle di opportuna costante elastica, reagenti solo a compressione, con costante elastica valutata in base alle considerazioni riportate nei punti seguenti.

Le suddette molle sono state schematizzate con aste tipo biella reagente a sola compressione con sezione, modulo e lunghezza idonea a restituire il valore opportuno di costante elastica.

Alla luce di tali elementi molla non lineari, l'analisi statica è stata condotta con combinazioni di tipo non lineare.

La struttura risulta soggetta alle seguenti condizioni di carico elementari (solo alcune sono state considerate rilevanti ai fini strutturali):

- Peso proprio delle strutture in genere.
- Carichi verticali permanenti dovuti al terreno nelle varie condizioni di ricoprimento.
- Carichi verticali mobili, valutati nelle varie condizioni di ricoprimento.
- Spinta orizzontale laterale del terreno.
- Spinta orizzontale laterale del sovraccarico sul terreno.
- Azione sismica (zona 2).



G.9 INFORMAZIONE GENERALI SULL'ELABORAZIONE

A valle dell'esposizione dei risultati sono state riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati, nonché una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello, così come sintetizzato nel seguito. Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi è stato eseguito dal calcolatore con controlli di tipo manuale.

G.10 NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Non sono state considerate, vista la natura dell'opera, effetti dovuti alle non linearità geometriche.

G.11 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

Per valutare gli effetti delle deformazioni è stata effettuata un'analisi del primo ordine; gli effetti del secondo ordine sono stati trascurati poiché non significativi.

G.12 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per valutare le interazioni tra terreno-struttura si sono utilizzate delle aste tipo biella resistente alla sola compressione di sezione opportuna e modulo elastico fittizio in modo da riprodurre il vincolo offerto dal terreno adiacente allo scatolare. In mancanza di dati geologico-geotecnici forniti si adottano le valutazioni semplificate introdotte nel seguito che andranno verificate in fase esecutiva.

Costante elastica su traverso inferiore

In ogni caso il coefficiente di sottofondo è stato stimato facendo ad un terreno medio con piano di posa standard (si veda condizioni di installazione del manufatto), secondo quanto meglio evidenziato nel fascicolo di calcolo allegato.

Nel seguito si riportano alcune valutazioni generali di riferimento.

kh valutato con trattazione alla Bowles:

Coefficiente di poisson ipotizzato: $\nu = 0.20$

Modulo elastico del terreno ipotizzato: $E = 15 \text{ Mpa} = 150 \text{ daN/cm}^2$

Peso specifico del terreno: $\gamma = 1900 \text{ daN/mc} (*)$

Angolo d'attrito del terreno: $\Phi = 25^\circ$

Costante elastica orizzontale (massima): $kh = E/((1-\nu^2)\cdot 2)\cdot 3/100 = 2,34 \text{ daN/cm}^3$

Altro approccio è quello che permette di valutare kh in funzione della profondità z.

$kh = A_s + B_s \cdot z$ con $A_s = 40 \cdot (c \cdot N_c + 0.50 \cdot \gamma \cdot N_\gamma) / 100$ e $B_s = 40 \cdot \gamma \cdot N_q$



Coefficienti di Hansen: $N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg}\Phi)} \cdot [\text{tg}(45^\circ + \Phi/2)]^2 = 10,62$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cotg}\Phi = 20,64$$

$$N_\gamma = 1,50 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}\Phi = 6,73$$

Per cui a titolo esemplificativo la costante elastica orizzontale risulta:

per $z=0$ $\rightarrow kh(z=0) = 0.00 \text{ daN/cm}^3$

per $z=250$ $\rightarrow kh(z=250) = 1.92 \text{ daN/cm}^3$

per $z=500$ $\rightarrow kh(z=500) = 3.84 \text{ daN/cm}^3$

Al di là delle valutazioni puramente indicative riportate in precedenza, a favore di sicurezza si considerano i seguenti parametri medi, relativi al terreno di fondo ben livellato e completato con almeno un magrone di sottofondazione di idoneo spessore e relativo al terreno di riempimento laterale ben compattato.

Costante elastica alla Winkler traverso inferiore: $kt, \text{trav} = \underline{\underline{3,00}} \text{ daN/cm}^3$ (*)

Costante elastica alla Winkler piedritti: $kt, \text{piedr} = \underline{\underline{1,50}} \text{ daN/cm}^3$

(*) Si tenga presente che sul traverso inferiore non si è considerato l'effetto della costante di Winkler sopra indicata, poiché la posa dello scatolare sarà realizzata su n° 2 fondazioni lineari poste longitudinalmente in corrispondenza dei due piedritti, per cui nel modello in tale posizione è stato inserito un vincolo verticale fisso.

N.B.: Ovviamente andrà verificato in corso d'opera che i parametri di calcolo presi a base della presente progettazione siano rispettati.

La costante elastica inserita sui piedritti risente principalmente dal tipo di terreno e dalla sua compattazione; si raccomanda, anche in questo caso, di eseguire le lavorazioni in opera in modo da rispettare i parametri considerati nella presente relazione.

Nel seguito si riporta il calcolo delle caratteristiche relative alle aste biella reagenti solo a compressione a simulazione della presenza del terreno a ridosso dello scatolare.



CALCOLO ELEMENTI ASTA PER SUOLO ALLA WINKLER REAGENTE SOLO A COMPRESSIONE SU ELEM. SCATOLARE

PIEDRITTI

Altezza esterna piedritto:	H =	244	cm
Lunghezza tratto scatolare:	L =	110	cm
K winkler piedritto:	kp =	1.5	daN/cm ³
Costante elastica molla tot.:	Kt =	40260	daN/cm
Numero molle:	nm =	20	
Costante elastica di una molla:	k1 =	2013	daN/cm
Lunghezza standard molle:	l1 =	20.00	cm
Dim. Lato sez. fittizia molla:	a =	3.00	cm
Modulo elastico mat. Fittizio:	E =	4473	daN/cm ²

TRAVERSO INFERIORE

Larghezza esterna traverso:	B =	344	cm
Lunghezza tratto scatolare:	L =	110	cm
K winkler traverso:	kp =	3.00	daN/cm ³
Costante elastica molla tot.:	Kt =	113520	daN/cm
Numero molle:	nm =	31	
Costante elastica di una molla:	k1 =	3662	daN/cm
Lunghezza standard molle:	l1 =	20.00	cm
Dim. Lato sez. fittizia molla:	a =	3.00	cm
Modulo elastico mat. Fittizio:	E =	8138	daN/cm ²

Si ritiene che tali valori siano del tutto sottostimati visto il trattamento di fondo da realizzare e la presenza di una platea di fondazione di appoggio degli scatolari.

Si veda anche quanto riportato nel fascicolo di calcolo.

G.13 METODI DI VERIFICA

Per il progetto e la verifica delle strutture oggetto della presente relazione si è utilizzato il metodo di verifica degli stati limite, secondo le indicazioni fornite nell'NTC2018; agli effetti pratici è possibile limitare le verifiche allo SLV e SLD (vista la natura dell'opera le verifiche allo SLD sono state omesse).

H NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il progetto strutturale, la determinazione delle azioni, delle sollecitazioni e la procedura di verifica, si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- NTC-2018: Norme tecniche per le costruzioni + Circolare.
- UNI EN 13369 - 2004 - "Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo"
- UNI EN 14844 - 2006 - "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo. Elementi scatolari"



Sono state inoltre consultate le seguenti norme:

- Eurocodici.
- UNI EN 206-1:2006 – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

I AZIONI SULLA STRUTTURA

I.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

Peso proprio strutture:	G1a
Peso proprio del terreno:	G1b
Pressioni indotte dal terreno (escluso effetti dei carichi variabili):	G1c
Pressione dell'acqua:	G1d
Permanenti non strutturali in genere:	G2
Carichi variabili (carichi mobili da ponte):	Qi
Azioni sismiche:	E

I.2 PESO PROPRIO STRUTTURALE

Il peso proprio di ciascun elemento appartenente al modello di calcolo considerato, è stato calcolato in automatico dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione del materiale utilizzato, considerando quindi un $\gamma_c = 2500$ daN/mc.

I.3 PESO DEL RINTERRO-RILEVATO

Le azioni dovute ai carichi permanenti sono costituite dal peso del rilevato presente al di sopra dello scatolare in oggetto (ballast).

Peso medio del rilevato: $\gamma_c = 2000$ daN/mc

Altezza massima del ricoprimento: $h_{max} = 0,95$ m

$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot L$ (daN/m) \rightarrow $p_{t,v,95} = (2000 \cdot 0,95) \cdot 1,20 = \underline{\underline{2280}}$ daN/m

I.4 PESO DEL PACCHETTO DI FINITURA SU ESTRADOSSO TRAVERSO INFERIORE

Le azioni dovute ai carichi permanenti sono costituite dal peso del rilevato presente al di sopra dello scatolare in oggetto.

Peso medio della finitura: $\gamma_c = 2500$ daN/mc



Altezza massima del ricoprimento: $s = 0,20 \text{ m}$

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot L \text{ (daN/m)} \rightarrow p_{t,v,20} = (2500 \cdot 0,20) \cdot 1,20 = \underline{600} \text{ daN/m}$$

1.5 SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO

Sulle pareti laterali del manufatto la spinta orizzontale del terreno varia con la profondità “z” secondo la formula utilizzata nel seguito.

Si tenga presente che vista la natura della posa, il terreno laterale allo scatolare non è quello individuato dalla relazione geologica, ma un materiale di ritombamento recuperato in cantiere o proveniente da cave di prestito e/o riciclato che ha parametri (angolo d’attrito) sicuramente diversi dal terreno vergine.

Angolo di attrito interno del terreno: $\Phi = 30^\circ$ (angolo minimo tipico del rilevato)

$$k_0 = \text{coefficiente di spinta a riposo} = 1 - \text{sen}(30^\circ) = 0,50$$

$$s_{t,0,z} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot z \cdot 1,00 = 0,50 \cdot 2000 \cdot z \cdot 1,20 = \underline{1200 \cdot z} \text{ daN/m}$$

1.6 SOVRACCARICHI INTERNI PER SOTTOPASSO CICLO-PEDONALE

I carichi interni variabili agente sull’estradosso inferiore dello scatolare sono quelli tipici di una pista ciclabile, per cui equiparati al carico folla da ponte stradale:

$$\text{Carico folla su pista ciclabile: } q_{f} = 500 \text{ daN/mq} \rightarrow q_{f^*} = 500 \cdot 1,20 = \underline{600} \text{ daN/m}$$

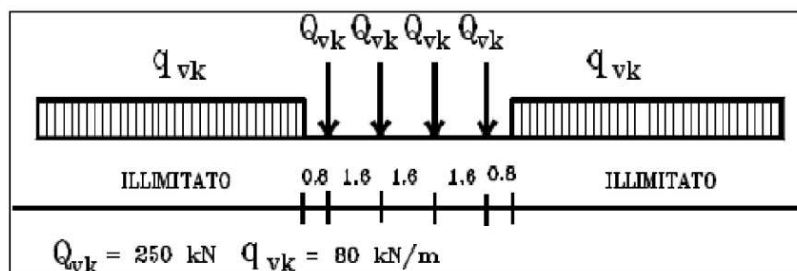
1.7 SOVRACCARICHI MOBILI (CARICHI FERROVIARI LM71, SW/0 E SW/2)

Si considera che la condotta sia ortogonale alla linea ferroviaria e costituita da n° 2 binari agenti in termini di diffusione dei carichi sullo scatolare in oggetto.

Modello di Carico LM71

Il modello di carico LM71 consiste in treno di 4 carichi concentrati da 250 kN posti ad interasse costante e pari a 1,60 m, e di un carico uniformemente distribuito pari a 80 kN/m (indefinito), con inizio a 0,80 m dal treno di carichi concentrati.

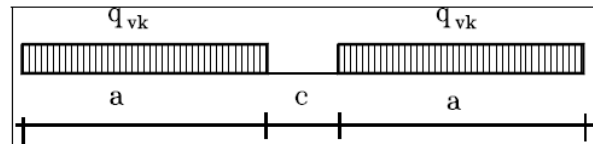
Coefficiente $\alpha = 1,10$





Modello di carico SW/0 - SW/2 e azioni agenti sullo scatolare

Tale carico schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario pesante: l'articolazione del carico è mostrata in figura e per tale carico sono previste due diverse configurazioni denominate SW/0 e SW/2.



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Ovviamente si considera il carico più rilevante costituito dal tipo SW/2.

Coefficiente $\alpha = 1,00$

Incremento dinamico

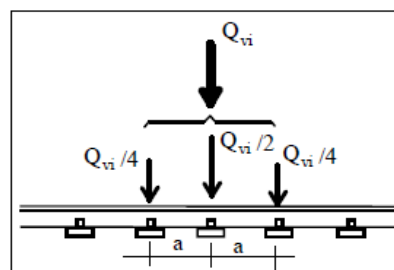
Ai carichi verticali accidentali dovuti al traffico ferroviario è stato applicato un coefficiente maggiorativo che tiene conto degli effetti dinamici per strutture con basso standard manutentivo, secondo quanto previsto dalla normativa FF.SS.

Per la determinazione del coefficiente dinamico da applicare ai carichi ove previsto dalla norma è stato seguito quanto indicato al punto 5.2.2.3.3 delle stesse norme tecniche e facendo uso della relativa tabella 5.2.II. In particolare, l'opera si configura come uno scatolare con luce libera inferiore agli 8 m e altezza interna inferiore a 5m pertanto il coefficiente dinamico, risulta pari a **$\Phi=1,35$** con ridotto standard manutentivo.

Diffusione dei carichi attraverso il ballast e il ricoprimento

I carichi derivanti dai vari modelli sono stati diffusi nel ballast con un angolo pari a circa 14° e nella struttura con un angolo di 45° , sino al piano medio della soletta dello scatolare.

Nel calcolo della pressione agente sull'estradosso del traverso superiore dello scatolare si è considerata la distribuzione indicata nel seguito.



Effetto combinato dei carichi presenti su più binari



Effetti (pressioni) sul traverso superiore dello scatolare dovuti ai carichi mobili

Nel seguito si riportano i valori dei carichi sul traverso superiore dovuti ai carichi ferroviari considerati in corrispondenza di un ricoprimento minimo di ballast, inferiore a quello effettivamente indicato dalla Committenza, il tutto a favore di sicurezza.

LM71

- Ricoprimento minimo pari a 55 cm circa:

$$q_1(LM71) = 1,1 \cdot 1,35 \cdot [12500 / (2,877 \cdot 0,827)] \cdot 1,20 = \underline{9363} \text{ daN/m}$$

SW/2

- Ricoprimento minimo pari a 55 cm circa:

$$q_1(SW/2) = 1,1 \cdot 1,35 \cdot [(10000) / (2,877 \cdot 0,66)] \cdot 1,20 = \underline{9385} \text{ daN/m}$$

Si considera l'effetto più significativo tra quelli riportati in precedenza.

1.8 INCREMENTO DI SPINTA ORIZZONTALE LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE

Il sovraccarico mobile dà luogo ad una spinta orizzontale sulle pareti considerata (per semplicità) costante e dipendente dallo spessore del terreno.

$$s_{q,0,H} = K_0 \cdot q_{v,H} \text{ (t/m)}$$

LM71

- Ricoprimento minimo pari a 55 cm circa:

$$s_{q,0,35}(q) = 0,50 \cdot 2 \cdot [1,1 \cdot 1,35 \cdot 3 \cdot 25000 / (6,173 \cdot 4,123)] \cdot 1,20 = \underline{5252} \text{ daN/m}$$

SW/2

- Ricoprimento minimo pari a 55 cm circa:

$$s_{q,0,35}(q) = 0,50 \cdot 2 \cdot [1,1 \cdot 1,35 \cdot 6 \cdot 10000 / (4,123 \cdot 6,173)] \cdot 1,20 = \underline{4201} \text{ daN/m}$$

N.B.: Si considera l'effetto del carico LM71 poiché maggiormente gravoso.

1.9 SOVRACCARICHI MOBILI (CARICHI FERROVIARI) – AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI

Forza Centrifuga: non considerata.

Azione di Avviamento e Frenatura: non considerata.

1.10 AZIONE SISMICA



Nonostante che l'elemento in oggetto sia completamente immerso nel terreno e sia quindi soggetto agli stessi spostamenti dovuti al sisma e trasmessi al terreno – a meno ovviamente di disaccoppiamenti dinamici – nel seguito si riportano i dati necessari alla valutazione delle azioni sismiche orizzontali ed eventualmente verticali.

Ubicazione opera: Montopoli in Val D'Arno - Arezzo (AR)

Zona sismica: 2

Categoria suolo di fondazione: C

Condizioni topografiche: T1

Classe di duttilità → classe: B

È ammesso l'uso dei metodi pseudo-statici.

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici. 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, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g \quad k_v = \pm 0,50 \cdot k_h \quad \text{dove:}$$

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

g = accelerazione di gravità;

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

T_r = Tempo di ritorno = 949 anni (SLV);

$a_g = 0,199$

$F_0 = 2,424$

$$S_s = 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g = 1,70 - 0,60 \cdot 2,424 \cdot 0,199 = 1,411 < 1,50$$

S_s = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplif. stratigrafica → $S_s = 1,411$;

S_t = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione topografica = 1,00;

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1,411 \cdot 1,00 \cdot 0,199 \approx 0,282$$

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido = 0,234 (SLV);

$\beta_m = 1,00$ per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno indipendentemente dal tipo di terreno; nel caso in oggetto l'azione sismica sui piedritti si assume agente a metà altezza degli stessi.

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 1,00 \cdot 0,282 = \underline{\underline{0,282}}$$

$$k_v = \pm 0,50 \cdot k_h = \pm \underline{\underline{0,141}}$$

A meno che non venga eseguita un'analisi statica o dinamica tali valori saranno utilizzati per la valutazione delle azioni pseudo-statiche.



Azione sismica sul traverso superiore dovuta al peso proprio

$$P_{\text{trav,sup}} = 900 \text{ daN/m}$$

$$F_{h,\text{trav,sup}} = k_h \cdot P_{\text{trav,sup}} = \underline{254} \text{ daN/m}$$

$$F_{v,\text{trav,sup}} = k_v \cdot P_{\text{trav,sup}} = \underline{127} \text{ daN/m}$$

Azione sismica sul traverso superiore dovuta al terreno gravante su di esso

A favore di sicurezza si è considerato un carico da traffico concomitante con i carichi permanenti pari al 20% (anche se non concomitante).

$$p_{v,95} = 2280 \text{ daN/m}$$

$$F_{h,\text{trav,sup}} = k_h \cdot [p_{v,95} + 0,20 \cdot (9385)] = \underline{1174} \text{ daN/m}$$

$$F_{v,\text{trav,sup}} = k_v \cdot [p_{v,95} + 0,20 \cdot (9385)] = \underline{587} \text{ daN/m}$$

Azione sismica sul traverso inferiore

$$P_{\text{trav,inf}} = 900 \text{ daN/m}$$

$$F_{h,\text{trav,inf}} = k_h \cdot P_{\text{trav,inf}} = \underline{254} \text{ daN/m}$$

$$F_{v,\text{trav,inf}} = k_v \cdot P_{\text{trav,inf}} = \underline{127} \text{ daN/m}$$

Azione sismica sui piedritti

$$P_{\text{piedr}} = 900 \text{ daN/m}$$

$$F_{h,\text{piedr}} = k_h \cdot P_{\text{piedr}} = \underline{254} \text{ daN/m}$$

$$F_{v,\text{piedr}} = k_v \cdot P_{\text{piedr}} = \underline{127} \text{ daN/m}$$

Azione sismica sui piedritti dovuta al cuneo di terreno mobilitato

$$\text{Area del cuneo di terreno: } A_c = 8,10 \text{ mq}$$

$$\text{Peso specifico del terreno: } \gamma = 2000 \text{ daN/mc}$$

$$\text{Altezza scatolare: } H = 3,60 \text{ m}$$

$$P_{\text{terr}} = A_c \cdot \gamma \cdot 1,20 = 19440 \text{ daN} \rightarrow p_{\text{terr}} = P_{\text{terr}}/H = 5400 \text{ daN/m}$$

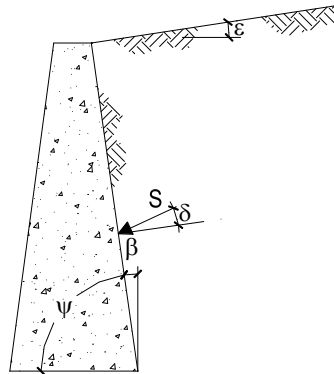
$$F_{h,\text{terr}} = k_h \cdot p_{\text{terr}} = \underline{1523} \text{ daN/m (agente su un solo piedritto)}$$

Azione sismica sui piedritti dovuta ai coefficienti di spinta M.O.



COEFFICIENTI DI SPINTA

- $\varphi' = 30.0$ (°)
- $\varepsilon = 0.0$ (°)
- $\delta = 0.0$ (°)
- $\beta = 0.0$ (°)
- $\psi = 90.0$ (°)



STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ($\psi = 90^\circ$)

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb		Rankine	
$k_a =$	0.3333 (-)	$k_a =$	0.3333 (-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$	
kah =	0.3333 (-)	kah =	0.3333 (-)



SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1. $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 2. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ 3. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo	$a_g/g =$	0.20	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_S =$	1.41	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_T =$	1.00	(-)
rapporto sisma verticale/orizzontale	$k_v / k_h =$	0.50	(-)
peso di volume naturale del terreno	$\gamma =$	20.0	(kN/mc)
peso di volume secco del terreno	$\gamma_d =$	20.0	(kN/mc)
peso specifico dell'acqua	$\gamma_w =$	10.0	(kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ($\gamma = \gamma_{\text{sat}}$)
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente β per spostamenti ammissibili del muro $\beta = 1$

$$k_h = 0.2808 \quad k_v = 0.1404$$

$$\theta^+ = 13.83 \quad (^\circ) \quad \theta^- = 18.09 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva		coefficienti di spinta passiva ($\delta = 0$)	
$ka_s^+ =$	0.5148 (-)	$kps^+ =$	2.5343 (-)
$ka_s^- =$	0.5995 (-)	$kps^- =$	2.3567 (-)

Pressione totale per $r = 95$ cm: $s_2 = (0,5995 - 0,3333) \cdot 2000 \cdot 1,20 \cdot 2,75 = \underline{1757}$ daN/m

Spinta secondo teoria di Wood

Metodo di Wood per $r = 85$ cm: $s_3 = \Delta Ph = kh \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,282 \cdot 2000 \cdot 4,55^2 / 4,55 \cdot 1,20 = \underline{3080}$ daN/m (*)

(*) Si utilizza tale valore di sovrappinta in fase sismica poiché maggiormente cautelativo.



I.11 SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO

Si è valutata l'incidenza della spinta del liquido sulle pareti interne verticali dello scatolare, considerando il livello massimo del liquido non in pressione, oltre all'incidenza del peso del liquido sul fondo.

Altezza massima del liquido interno: $hw = h$ interna dello scatolare.

Peso specifico liquido interno (con particelle in sospensione): $\gamma_w = 1100$ daN/mc

L'azione suddette, comunque, possono essere non considerate per le verifiche degli elementi strutturali del manufatto poiché la loro incidenza è del tutto irrilevante, visto che la presenza del liquido all'interno dello scatolare coincide di fatto con la presenza di falda allo stesso livello ed in caso le azioni dovute alla pressione interna dell'acqua risultano equilibrate dal contributo di pressione passiva dovuta alla presenza del terreno adiacente allo scatolare.

N.B.: All'interno dello scatolare non dovrebbe configurarsi presenza di acqua, visto l'utilizzo come sottopasso stradale; ad ogni caso l'effetto di tale liquido interno non risulta significativo visto che tende a compensare le spinte esterne agenti sullo scatolare.

I.12 EFFETTO DELLA FALDA SUI PIEDRITTI

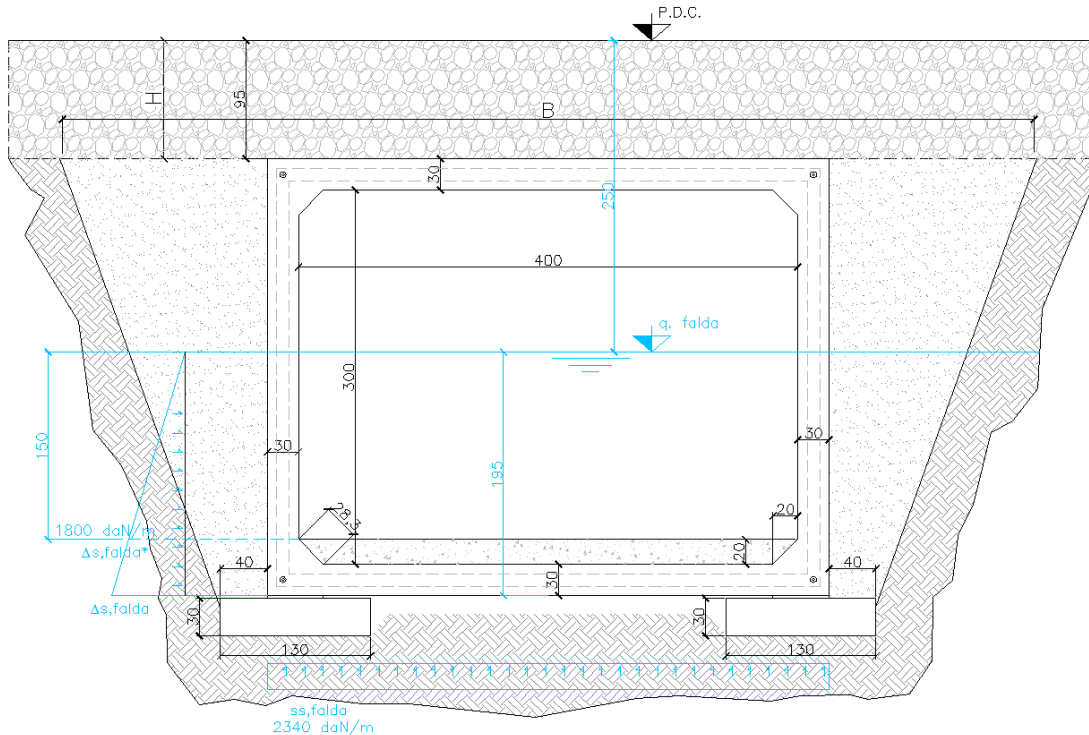
In merito alla posizione della falda, la Committenza ha rilevato che questa si attesta a quota -2,50 m dal p.d.c. quindi al di sopra della base dello scatolare.

Si fa notare che gli scatolari non sono stati progettati per essere stagni, ma ad ogni modo nella fase iniziale transitoria si terra conto delle pressioni aggiuntive agenti sui piedritti e sul traverso inferiore dovute alla presenza della falda suddetta.

Nel seguito quindi saranno inserite le valutazioni in merito alle spinte, sottospinte e galleggiamento.

Si fa notare che nel caso che il livello di falda si attesti al di sopra del piano di appoggio degli scatolari in oggetto si può considerare che anch'esso sia caratterizzato da un livello d'acqua interno dello stesso al livello della falda considerata: in questo caso la presenza della falda potrà essere di fatto compensata dalla presenza di acqua anche all'interno dello scatolare, per cui le due azioni sostanzialmente tendono ad autocompensarsi.

Nel valutare l'effetto della falda non si è decurtata la quota parte di spinta del terreno immerso, il tutto a favore di sicurezza.



Schema effetto della falda sui piedritti dello scatolare.

Alle sollecitazioni agenti sui piedritti va aggiunto l'effetto della spinta parziale agente:

$$\Delta s, \text{falda, max} = 1,50 \cdot 1000 \cdot 1,20 = \mathbf{1800} \text{ daN/m}$$

Per semplificare il calcolo si considera di applicare ai piedritti una pressione aggiuntiva media su tutto lo sviluppo del piedritti (a favore di sicurezza):

$$\Delta s, \text{falda, med} = 1800 \cdot 1,50 / 2 / 3,00 = \mathbf{450} \text{ da/m}$$

Si tenga anche conto che tale azione sarà sommata alle spinte del terreno senza decurtare l'effetto del terreno immerso.

Per quanto riguarda le azioni normali agenti sugli elementi si fa notare che la falda comporta azioni di compressione aggiuntive non particolarmente significative per le verifiche poiché inducono sicuramente azioni resistenti (flessionali o taglianti) maggiori di quelle calcolate.

1.13 SOTTOSPINTA IDRAULICA – G1D

Come da schema riportato nel punto precedente, si ha un valore di sottospinta dovuta alla falda e agente all'intradosso del traverso inferiore, pari a:

$$Ss, \text{falda} = 1,95 \cdot 1000 \cdot 1,20 = \mathbf{2340} \text{ daN/m}$$

Tale azione sarà applicata al traverso calcolando le azioni flettenti e taglianti aggiuntive da applicare alle sezioni.

$$\text{Taglio aggiuntivo per effetto della sottospinta: } \Delta V_{sd, ss, idr} = 1,50 \cdot 2340 \cdot 3,60 / 2 = \mathbf{6345} \text{ daN}$$



N.B.: Tale azione di taglio sarà aggiunta all'azione massima dedotta dal modello di calcolo, come meglio indicato nel seguito.

Momento flettente aggiuntivo: $\Delta M_{sd,ss.idr} = 1,50 \cdot 2340 \cdot 3,60^2 / 12 = \underline{3791}$ daN·m

In via semplificativa tale azione flettente induce un aumento di armatura a flessione pari a:

$\Delta A_{fe} = 3791 \cdot 100 / (0,9 \cdot 3913 \cdot 26) = \underline{4,15}$ cm² → 3 φ14 o arma. equivalente

J CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI E VALUTAZIONI SICUREZZA

J.1 PREMESSA

Le combinazioni allo SLU significative da considerarsi nel caso in esame sono quelle indicate nella norma con la sigla STR (stato limite di resistenza della struttura), possono essere non considerate, poiché non significative o applicabili, le verifiche nei confronti di EQU (stato limite di equilibrio come corpo rigido) e GEO (stato limite di resistenza del terreno) poiché le verifiche di tipo geotecnico esulano dalla presente relazione.

Per la valutazione della sicurezza, le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti. In base alla geometria dell'opera (concio prefabbricato) e delle caratteristiche della linea ferroviaria su di essa passante il numero di binari compatibili è pari ad 1, ne discende che questo è anche il numero dei treni di carico contemporanei.

- Combinazione di carico

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli sono stati combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente Tab. 5.2.IV:

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc...)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1,0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.



In particolare, per la tipologia di struttura in oggetto si è ritenuto di procedere in via cautelativa cumulando nel modo più sfavorevole quanto individuato dalla disposizione dei carichi prevista dal Gruppo 1 e Gruppo 3. In sostanza le azioni verticali, e di avviamento/frenamento, sono state considerate agire in maniera contemporanea con intensità piena. Anche per quel che riguarda l'insieme delle azioni da carico da traffico per la verifica a fessurazione (Gruppo 4) si è proceduto in maniera cautelativa a considerare per intero il valore delle azioni.

J.2 TIPOLOGIA COMBINAZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono utilizzate le combinazioni delle azioni seguenti secondo le indicazioni delle NTC:

Combinazione fondamentale (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara) (SLE):

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

Combinazione frequente (SLE):

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

Combinazione quasi permanente (SLE):

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

Combinazione sismica:

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

C'è da considerare che il valore di ψ_{2j} deve essere posto, nel caso di ponti ferroviari, pari a 0,20.

Non sono state svolte combinazioni di tipo eccezionale.

Le combinazioni di carico da considerare per le verifiche con il metodo dei S.L.U sono quelle che si ottengono applicando i coefficienti parziali di sicurezza riportati nella seguente Tab. 5.2. V:

**Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili

γ_P coefficiente parziale delle azioni di precompressione

γ_{Ced} coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

Anche nella valutazione delle combinazioni dei carichi allo SLU si è operato in maniera cautelativa assumendo il coefficiente di combinazione γ_Q di 1,50 (caso sfavorevole) anziché 1,45 per i carichi da traffico.

Per quanto riguarda i coefficienti di contemporaneità delle azioni (ψ) utilizzati nella elaborazione delle combinazioni allo SLU e SLE sono stati assunti, relativamente alla diversa tipologia di carico, i valori riportati nella tabella Tab. 5.2.VI:

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nella definizione delle azioni sismiche (SLV e SLD) e delle relative combinazioni sono state considerate per intero le masse di tutti i carichi di natura permanente mentre quelle dei carichi da traffico sono state moltiplicate per il coefficiente di riduzione pari a 0,20.

Per ogni dettaglio si veda quanto riportato nel fascicolo di calcolo allegato.

J.3 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CCE)

Le condizioni di carico elementari – più significative - considerate sono quelle indicate nel seguito e nel fascicolo di calcolo allegato.

CCE	Commento	Tipo CCE	Sic.	Var.	Peso	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Peso proprio strutture.	1 D.M. 08 Per	a sfav		<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
2	Pressione del terreno sul traverso superiore - r=80/85 cm.	2 D.M. 08 Per	a sfav		<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
3	Spinta laterale del terreno su piedritti r=80/85 cm.	2 D.M. 08 Per	a sfav		<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
4	Carico permanente agente sul traverso inferiore (pavimentazione).	9 D.M. 08 Var	a sfav	di b	<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
5	Effetto carichi mobili q _{ik} su traverso inf. (carico folla).	9 D.M. 08 Var	a sfav	di b	<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
6	Effetto carichi mobili q _{ik} LM71-SW0/2 su traverso sup. r=80/85 cm.	9 D.M. 08 Var	a sfav	di b	<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
7	Incremento spinta su piedritti per effetto carichi mobili LM71-SW0/2 q _{ik} r=80/85 cm.	9 D.M. 08 Var	a sfav	di b	<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
8	Azione sismica in dir. X.	2 D.M. 08 Per	a sfav		<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
9	Azione sismica in dir. Z.	2 D.M. 08 Per	a sfav		<input type="checkbox"/>	1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0

Elenco CCE considerate.

J.4 COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CC)

Le combinazioni delle condizioni di carico elementari – più significative - considerate sono quelle indicate nel seguito e nel fascicolo di calcolo allegato.



CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
1	Amb. 0 (SLV)	SLU	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.30
2		SLU	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	1.00	0.30
3		SLU	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.30	1.00
4		SLU	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.30	1.00
5	Amb. 1 (SLU)	SLU	▼	NL	▼	■	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
6		SLU	▼	NL	▼	■	1.35	1.50	1.50	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00
7		SLU	▼	NL	▼	■	1.35	1.50	1.50	1.50	0.00	1.45	1.45	0.00	0.00
8		SLU	▼	NL	▼	■	1.35	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
9	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10		SLE R	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
11		SLE R	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
12		SLE R	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
13	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14		SLE F	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00
15		SLE F	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00
16		SLE F	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00
17	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	▼	NL	▼	■	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni delle CCE (CC).

K VERIFICHE

Nel seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative sezioni in mezzeria e all'incastro degli elementi orizzontali (traversi) e verticali (piedritti); tali verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

Tutte le sezioni significative appartenenti alle aste che costituiscono il modello di calcolo utilizzato, sono state verificate nei confronti delle sollecitazioni più gravose, il tutto secondo il metodo indicato nelle norme tecniche, andando a progettare il quantitativo idoneo di armatura in base al rispetto delle verifiche nei confronti degli SLU che degli SLE.

Il dimensionamento degli spessori è stato fatto in modo che non debbano essere previste armature specifiche a taglio (sforzi di taglio assorbiti interamente dal conglomerato) ad eccezione nei punti indicati nel seguito ove le verifiche al taglio non risultano verificate: incastro traversi, ove saranno inserite armature piegate specifiche a taglio.

Verifiche SLE

Le opere interrate devono essere verificate anche nei confronti degli stati limite di esercizio.

Vista la natura dell'opera (struttura scatolare) gli spostamenti dei nodi sono da ritenersi del tutto accettabili, ad eccezione dei controlli necessari a scongiurare cedimenti totali e differenziali non accettabili: per tali valutazioni, di natura geotecnica, si rimanda a quanto riportato nei punti specifici della presente.

Oltre alla verifica tensionale nelle sezioni delle membrature e la verifica delle aperture delle fessure (si veda punti relativi), si devono considerare gli spostamenti compatibili del sistema manufatto-terreno.

Si devono effettuare le seguenti verifiche:



- verifiche di deformabilità; per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.
- verifiche di fessurazione; per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.
- verifiche delle tensioni di esercizio; valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati. Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio: la massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) e $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente. Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%. Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 della norma NTC2018, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 0,8 f_{yk}$.

Verifiche di deformabilità

Vista la geometria e l'utilizzo degli elementi in oggetto si può ritenere che le verifiche relative agli spostamenti siano poco significative e quindi automaticamente soddisfatte.

Verifiche delle tensioni di esercizio

Per tali verifiche tensioni in esercizio si veda verifica di ogni elemento strutturale appartenente alla struttura in esame.

Verifiche apertura fessure

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione

Definizione degli stati limite di fessurazione

In merito ai manufatti in oggetto si è considerato il seguente stato limite:



- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali: $w_1 = 0,2 \text{ mm}$, $w_2 = 0,3 \text{ mm}$, $w_3 = 0,4 \text{ mm}$.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto ai punti specifici della presente.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni quasi permanenti e frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive. A favore di sicurezza si è considerata una condizione ambientale di tipo aggressivo con classe di esposizione del cls pari a XC4+XA1.

A seguito di tale scelta risulta, come evidenziato nella tabella seguente che per il gruppo di esigenze “b”, in condizioni ambientali aggressive ed armature ordinarie quindi poco sensibili, si ottiene:

- Combinazione frequente → Stato Limite di apertura delle fessure → $w_d \leq w_2$.
- Combinazione quasi permanente → Stato Limite di apertura delle fessure → $w_d \leq w_1$.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_3$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Per le verifiche si veda quanto riportato nei punti specifici contenuti nella presente relazione tecnica.

K.1 VERIFICHE TRAVERSO SUPERIORE

Sezione di mezzeria

TRAV-SUP-MEZ

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 M'ydy = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
 M'ydz = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
 MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
 MRdz = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
 Rott. = Tipo di rottura
 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_v = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_v < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 α = Angolo asse neutro a rottura
 Sic. = Sicurezza a rottura
 AfT = Area di ferro tesa
 AfC = Area di ferro compressa
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
 c = Ricoprimento dell'armatura
 s = Distanza massima tra le barre
 K₂ = Coefficiente per distribuzione deformazioni
 Φ_{eq} = Diametro equivalente delle barre
 Δ_{sm} = Distanza media tra le fessure
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)



- Wk = Ampiezza caratteristica delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- bw = Larghezza membratura resistente al taglio
- Asw = Area armatura trasversale
- Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
 - SLU = Stato limite ultimo
 - SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 - SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 - SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 - SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 - SLD = Stato limite di danno
 - SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 - SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 - SLO = Stato limite di operatività
 - SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 - SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Sez. = Numero della sezione
 - B = Base
 - H = Altezza
 - Cf = Copriferro
 - Cls = Tipo di calcestruzzo
 - Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 - Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 - Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 - Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 - Tp = Tipo di acciaio
 - Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 - Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
1R		120.00	30.00	4.80	C45/55	456.50	27.47	304.33	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
30	-19144.20	-18717.30	0.00	-19144.20	-20122.10	-0.00	1-2	0.00	1.075
64	-26356.90	935.05	0.00	-26356.90	5236.52	-0.00	2-3	180.00	5.600

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
30	0.00	2.56	1.20	0.00	2.56	23434.40
64	0.00	-2433.11	1.20	0.00	2433.11	5714.38

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σc <daN/cmq>	σf <daN/cmq>
78	-13001.40	-12921.50	18.10	0.00	108.76	2762.75
82	-13001.70	-12921.50	18.10	0.00	108.76	2762.75
90	-13000.10	-12728.90	18.10	0.00	107.18	2716.71
96	-17959.10	615.93	0.00	18.10	6.90	93.96
100	-8517.54	-1971.69	18.10	0.00	17.42	269.00
101	-8517.65	-1971.69	18.10	0.00	17.42	268.99
104	-8517.59	-1533.22	18.10	0.00	13.65	170.91

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
104	-8517.59	-1533.22	0.00	32.00	140.09	0.50	16.00	119.98	18.10	633.09	170.91	0.05	0.01
101	-8517.65	-1971.69	0.00	32.00	140.09	0.50	16.00	124.80	18.10	687.61	268.99	0.08	0.02
100	-8517.54	-1971.69	0.00	32.00	140.09	0.50	16.00	124.80	18.10	687.61	269.00	0.08	0.02
118	-12030.50	-10755.40	0.00	32.00	140.09	0.50	16.00	135.62	18.10	810.02	2269.22	0.66	0.15

Verifiche effettuate

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
30	501	-322	-240	6	SLU	17.50	SLU N cost - min. sic.
64	501	-321	-349	8	SLU	35.00	SLU Taglio - min. sic. c.a.
78	501	-322	-240	10	SLE R	17.50	C.Rare - Sf max (max traz.)
82	501	-240	-321	10	SLE R	0.00	C.Rare - Sc min (max compr.)
90	501	-321	-349	10	SLE R	0.00	C.Rare - Sc max (min. compr.)
96	501	-321	-349	12	SLE R	35.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
100	501	-322	-240	17	SLE Q	17.50	C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Wk Max



101	501	-240	-321	17	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc min (max compr.)
104	501	-321	-349	17	SLE Q	35.00	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
118	501	-322	-240	14	SLE F	17.50	C.Freq - Wk Max

Sezione incastro

TRAV-SUP-INC

Simbologia

- Caso = Caso di verifica
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- M'ydy = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
- M'ydz = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
- MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
- MRdz = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
- Rott. = Tipo di rottura
 - 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 - 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_x < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
 - 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
- α = Angolo asse neutro a rottura
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AfT = Area di ferro tesa
- AfC = Area di ferro compressa
- σ_c = Tensione nel calcestruzzo
- σ_f = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza massima tra le barre
- K₂ = Coefficiente per distribuzione deformazioni
- Φ_{eq} = Diametro equivalente delle barre
- Δ_{sm} = Distanza media tra le fessure
- A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
- σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
- ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
- Wk = Ampiezza caratteristica delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- bw = Larghezza membratura resistente al taglio
- Asw = Area armatura trasversale
- Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
 - SLU = Stato limite ultimo
 - SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 - SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 - SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 - SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 - SLD = Stato limite di danno
 - SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 - SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 - SLO = Stato limite di operatività
 - SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 - SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Sez. = Numero della sezione
- B = Base
- H = Altezza
- Cf = Copriferro
- Cls = Tipo di calcestruzzo
- Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
- Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
- Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
- Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
- Tp = Tipo di acciaio
- Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
- Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1R		120.00	30.00	4.80	C45/55	456.50	27.47	304.33	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione



Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
30	-19099.10	13322.10	0.00	-19099.10	16373.40	-0.00	1-2	180.00	1.229
31	-31860.80	16194.00	0.00	-31860.80	18007.10	-0.00	1-2	180.00	1.112

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
30	0.00	-34197.20	1.20	0.00	34197.20	21745.40
31	0.00	-34201.60	1.20	0.00	34201.60	23404.50

N.B.: Per le verifiche a taglio si veda quanto riportato nei punti seguenti.

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ_c <daN/cmq>	σ_f <daN/cmq>
37	-8756.96	2258.94	14.07	0.00	21.24	408.88
47	-21766.70	11111.00	14.07	0.00	103.17	2659.86
50	-8517.25	2139.40	14.07	0.00	20.12	380.82
52	-8517.35	3607.67	14.07	0.00	33.64	817.74

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K_2	Φ_{eq}	Δ_{sm} <mm>	A_s <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	σ_s <daN/cmq>	ϵ_{sm}	Wk <mm>
50	-8517.25	2139.40	0.00	32.00	186.74	0.50	16.00	148.15	14.07	740.19	380.82	0.11	0.03
52	-8517.35	3607.67	0.00	32.00	186.74	0.50	16.00	155.30	14.07	803.13	817.74	0.24	0.06
67	-19101.00	9606.76	0.00	32.00	186.74	0.50	16.00	156.81	14.07	816.43	2290.78	0.67	0.18

Verifiche effettuate

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
30	501	-286	502	6	SLU	26.19	SLU Taglio - min. sic. c.a.
31	501	-286	502	7	SLU	26.19	SLU N cost - min. sic.
37	501	501	-283	9	SLE R	26.52	C.Rare - Sc max (min. compr.), C.Rare - Sf min (max compr.)
47	501	-286	502	11	SLE R	26.19	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.)
50	501	501	-283	17	SLE Q	26.52	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
52	501	-286	502	17	SLE Q	26.19	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Wk Max
67	501	-286	502	15	SLE F	26.19	C.Freq - Wk Max

K.2 VERIFICHE PIEDRITTISezione incastro superiore**PIEDR-INC-SUP****Simbologia**

Caso	= Caso di verifica
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
M'ydy	= Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
M'ydz	= Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
MRdz	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_r = \epsilon_{rd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_r < \epsilon_{rd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
α	= Angolo asse neutro a rottura
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
σ_c	= Tensione nel calcestruzzo
σ_f	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza massima tra le barre
K_2	= Coefficiente per distribuzione deformazioni
Φ_{eq}	= Diametro equivalente delle barre
Δ_{sm}	= Distanza media tra le fessure
A_s	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
σ_s	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
ϵ_{sm}	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Ampiezza caratteristica delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo



Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
 Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 B = Base
 H = Altezza
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Tp = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez. Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1R	120.00	30.00	4.80	C45/55	456.50	27.47	304.33	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
47	-42823.70	18572.70	0.00	-42823.70	19432.50	-0.00	1-2	180.00	1.046

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
47	0.00	-26238.40	1.20	0.00	26238.40	27125.00

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σc <daN/cm²>	σf <daN/cm²>
60	-8164.03	183.45	0.00	19.73	3.16	43.29
71	-29538.60	12792.10	14.07	5.65	113.09	2912.13
73	-8283.99	1037.94	14.07	5.65	9.07	102.61
78	-7950.26	3359.87	14.07	5.65	29.72	758.75

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K2	Φeq	Δsm <mm>	As <cm²>	Ac eff <cm²>	σs <daN/cm²>	εsm	Wk <mm>
73	-8283.99	1037.94	0.00	32.57	186.74	0.50	16.00	127.62	14.07	549.59	81.51	0.02	0.01
78	-7950.26	3359.87	0.00	32.57	186.74	0.50	16.00	157.81	14.07	815.12	758.75	0.22	0.06
101	-25220.50	10906.70	0.00	32.57	186.74	0.50	16.00	158.03	14.07	817.06	2481.76	0.72	0.19

Verifiche effettuate

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
47	1-179	301	7	SLU	11.70	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.	
60	1-175	-179	12	SLE R	0.00	C.Rare - Sc max (min. compr.)	
71	1-179	301	11	SLE R	11.70	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)	
73	1-171	-175	17	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.)	
78	1-179	301	17	SLE Q	11.70	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max	
101	1-179	301	15	SLE F	11.70	C.Freq - Wk Max	

Sezione di mezzeria

PIEDR-MEZ

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 M'ydy = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
 M'ydz = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z



- MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
- MRdz = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
- Rott. = Tipo di rottura
 - 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_T = \epsilon_{Td}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
 - 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_T < \epsilon_{Td}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
 - 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
- α = Angolo asse neutro a rottura
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AfT = Area di ferro tesa
- AfC = Area di ferro compressa
- σ_c = Tensione nel calcestruzzo
- σ_f = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza massima tra le barre
- K₂ = Coefficiente per distribuzione deformazioni
- Φ_{eq} = Diametro equivalente delle barre
- Δ_{sm} = Distanza media tra le fessure
- A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
- σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
- ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
- Wk = Ampiezza caratteristica delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- bw = Larghezza membratura resistente al taglio
- Asw = Area armatura trasversale
- Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
 - SLU = Stato limite ultimo
 - SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 - SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 - SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 - SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 - SLD = Stato limite di danno
 - SIV = Stato limite di salvaguardia della vita
 - SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 - SLO = Stato limite di operatività
 - SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 - SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Sez. = Numero della sezione
- B = Base
- H = Altezza
- Cf = Copriferro
- Cls = Tipo di calcestruzzo
- Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
- Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
- Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
- Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
- Tp = Tipo di acciaio
- Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
- Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
1R		120.00	30.00	4.80	C45/55	456.50	27.47	304.33	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
72	-13414.30	-11463.90	0.00	-13414.30	-12781.60	0.00	1-2	0.00	1.115
135	-44056.90	-1329.12	0.00	-44056.90	-16619.40	0.00	1-2	0.00	12.504

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
72	0.00	-241.36	1.20	0.00	241.36	21563.40
135	0.00	-12724.20	1.20	0.00	12724.20	25547.00

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ_c <daN/cmq>	σ_f <daN/cmq>
138	-31180.10	-879.11	0.00	15.33	13.09	176.86
164	-9378.01	-7816.76	10.81	4.52	75.70	2645.43
168	-9373.92	-7816.85	10.81	4.52	75.70	2645.64
205	-9595.29	-3166.29	10.81	4.52	30.83	823.55
221	-8870.84	-1810.39	10.81	4.52	17.38	339.39



Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
221	-8870.84	-1810.39	0.00	34.00	162.22	0.50	13.23	159.60	10.81	748.21	339.39	0.10	0.03
205	-9595.29	-3166.29	0.00	34.00	162.22	0.50	13.23	169.12	10.81	825.99	823.55	0.24	0.07
249	-9378.04	-6855.31	0.00	34.00	162.22	0.50	13.23	176.04	10.81	882.49	2269.13	0.66	0.20

Verifiche effettuate

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
72	1	-329	-330	8	SLU	13.41	SLU N cost - min. sic.
135	1	-326	-327	7	SLU	13.41	SLU Taglio - min. sic. c.a.
138	1	-328	-329	10	SLE R	0.00	C.Rare - Sc max (min. compr.)
164	1	-329	-330	12	SLE R	10.73	C.Rare - Sf min (max compr.)
168	1	-329	-330	12	SLE R	11.18	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.)
205	1	-328	-329	17	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
221	1	-326	-327	17	SLE Q	13.41	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.)
249	1	-329	-330	16	SLE F	10.73	C.Freq - Wk Max

Sezione incastro inferiore

PIEDR-INC-INF

Simbologia

- Caso = Caso di verifica
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- M'ydy = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
- M'ydz = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
- MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
- MRdz = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
- Rott. = Tipo di rottura
 - 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 - 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
 - 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{cu} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
- α = Angolo asse neutro a rottura
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AfT = Area di ferro tesa
- AfC = Area di ferro compressa
- σ_c = Tensione nel calcestruzzo
- σ_f = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza massima tra le barre
- K₂ = Coefficiente per distribuzione deformazioni
- Φ_{eq} = Diametro equivalente delle barre
- Δ_{sm} = Distanza media tra le fessure
- A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
- σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
- ε_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
- Wk = Ampiezza caratteristica delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- bw = Larghezza membratura resistente al taglio
- Asw = Area armatura trasversale
- Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
 - SLU = Stato limite ultimo
 - SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 - SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 - SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 - SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 - SLD = Stato limite di danno
 - SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 - SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 - SLO = Stato limite di operatività
 - SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 - SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Sez. = Numero della sezione
- B = Base
- H = Altezza
- Cf = Copriferro
- Cls = Tipo di calcestruzzo



Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Tp = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1R		120.00	30.00	4.60	C45/55	456.50	27.47	304.33	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
8	-14837.20	-2551.14	0.00	-14837.20	-10423.70	0.00	1-2	0.00	4.086
64	-14349.90	-7675.90	0.00	-14349.90	-10362.00	0.00	1-2	0.00	1.350

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <cm>	Asw <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
8	0.00	15317.70	1.20	0.00	15317.70	21962.70
64	0.00	9989.63	1.20	0.00	9989.63	21899.30

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	σc <daN/cm²>	σf <daN/cm²>
68	-10411.60	-1799.77	7.92	7.92	17.78	356.09
95	-31638.20	-4583.71	7.92	7.92	43.75	681.74
96	-10049.40	-5268.50	7.92	7.92	55.83	2169.33
97	-10417.20	-1806.52	7.92	7.92	17.86	359.01
104	-10053.10	-2789.66	7.92	7.92	29.02	870.51

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cm²>	A _{c eff} <cm²>	σ _s <daN/cm²>	ε _{sm}	Wk <mm>
97	-10417.20	-1806.52	0.00	34.00	186.71	0.50	12.00	182.53	7.92	755.63	359.01	0.10	0.03
104	-10053.10	-2789.66	0.00	34.00	186.71	0.50	12.00	197.34	7.92	853.33	870.51	0.25	0.09
136	-10050.40	-4772.55	0.00	34.00	186.71	0.50	12.00	205.08	7.92	904.36	1907.81	0.56	0.19

Verifiche effettuate

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
8	1	201	-315	8	SLU	0.00	SLU Taglio - min. sic. c.a.
64	1	-115	-119	8	SLU	12.50	SLU N cost - min. sic.
68	1	201	-315	12	SLE R	0.00	C.Rare - Sc max (min. compr.)
95	1	-115	-119	11	SLE R	12.50	C.Rare - Sf min (max compr.)
96	1	-115	-119	12	SLE R	12.50	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.)
97	1	201	-315	17	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.)
104	1	-115	-119	17	SLE Q	12.50	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
136	1	-115	-119	16	SLE F	12.50	C.Freq - Wk Max

K.3 VERIFICHE TRAVERSO INFERIORE

Come da schema riportato nel punto precedente specifico, si ha un valore di sottospinta dovuta alla falda e agente all'intradosso del traverso inferiore, pari a:

$$S_{s,falda} = 1,95 \cdot 1000 \cdot 1,20 = \underline{2340} \text{ daN/m}$$

Tale azione sarà applicata al traverso calcolando le azioni flettenti e taglianti aggiuntive da applicare alle sezioni.

$$\text{Taglio aggiuntivo per effetto della sottospinta: } \Delta V_{sd,ss.idr} = 1,50 \cdot 2340 \cdot 3,60/2 = \underline{6345} \text{ daN}$$

N.B.: Tale azione di taglio sarà aggiunta all'azione massima dedotta dal modello di calcolo, come meglio indicato nel seguito.

$$\text{Momento flettente aggiuntivo: } \Delta M_{sd,ss.idr} = 1,50 \cdot 2340 \cdot 3,60^2/12 = \underline{3791} \text{ daN}\cdot\text{m}$$

In via semplificativa tale azione flettente induce un aumento di armatura a flessione pari a:

$$\Delta A_{fe} = 3791 \cdot 100 / (0,9 \cdot 3913 \cdot 26) = \underline{4,15} \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 14 \text{ o arma. equivalente}$$



Si fa notare che tale armatura aggiuntiva risulta già ricompresa in quanto indicato negli schemi grafici allegati alla presente: infatti il traverso inferiore che di fatto risulta schermato dalla presenza degli appoggi in corrispondenza dei piedritti, poiché tale elemento è stato armato come il suo corrispondente superiore, con armatura sufficiente da assorbire anche le azioni aggiuntive dovute alla falda.

Sezione di mezzeria

TRAV-INF-MEZ

Simbologia

Caso	= Caso di verifica
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
M'yd _y	= Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
M'yd _z	= Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
MRdz	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
α	= Angolo asse neutro a rottura
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
σ_c	= Tensione nel calcestruzzo
σ_f	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza massima tra le barre
K ₂	= Coefficiente per distribuzione deformazioni
Φ_{eq}	= Diametro equivalente delle barre
Δ_{sm}	= Distanza media tra le fessure
A _s	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A _{c eff}	= Area di calcestruzzo efficace
σ_s	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
ϵ_{sm}	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Ampiezza caratteristica delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Asta	= Numero dell'asta
N1	= Nodo iniziale
N2	= Nodo finale
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
	SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
Tipo	= Tipo di verifica effettuata
Sez.	= Numero della sezione
B	= Base
H	= Altezza
Cf	= Copriferro
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Tp	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio



Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1R		120.00	30.00	4.70	C45/55	456.50	27.47	304.33	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
104	-20918.80	-6984.95	0.00	-20918.80	-9752.18	-0.00	1-2	0.00	1.396
157	-6872.21	-4479.20	0.00	-6872.21	-7927.18	-0.00	1-2	0.00	1.770

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <cm>	Asw <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
104	0.00	0.76	1.20	0.00	0.76	21693.50
157	0.00	1646.55	1.20	0.00	1646.55	19867.40

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	σc <daN/cm²>	σf <daN/cm²>
212	-14187.50	-4814.37	6.47	5.65	55.31	2024.46
220	-14187.50	-4814.37	6.47	5.65	55.31	2024.46
246	-1426.70	-729.48	6.47	5.65	8.49	359.95
263	-4748.00	-2663.05	6.47	5.65	31.03	1348.62
265	-4747.90	-2663.05	6.47	5.65	31.03	1348.63
272	-4747.82	-2439.58	6.47	5.65	28.39	1205.55

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cm²>	A _{c eff} <cm²>	σ _s <daN/cm²>	ε _{sm}	Wk <mm>
272	-4747.82	-2439.58	0.00	34.00	280.54	0.50	12.88	252.72	6.47	928.52	1205.55	0.35	0.15
265	-4747.90	-2663.05	0.00	34.00	280.54	0.50	12.88	253.64	6.47	933.14	1348.63	0.39	0.17
263	-4748.00	-2663.05	0.00	34.00	280.54	0.50	12.88	253.64	6.47	933.14	1348.62	0.39	0.17
325	-12299.50	-4383.74	0.00	34.00	280.54	0.50	12.88	247.51	6.47	902.33	1888.18	0.55	0.23

Verifiche effettuate

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
104	719	-48	-47	8	SLU	10.91	SLU N cost - min. sic.
157	719	-52	-51	5	SLU	0.00	SLU Taglio - min. sic. c.a.
212	719	-46	-47	12	SLE R	10.91	C.Rare - Sf min (max compr.)
220	719	-48	-47	12	SLE R	10.91	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.)
246	719	-52	-51	10	SLE R	0.00	C.Rare - Sc max (min. compr.)
263	719	-46	-47	17	SLE Q	10.91	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
265	719	-48	-47	17	SLE Q	10.91	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Wk Max
272	719	-52	-51	17	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.)
325	719	-48	-47	16	SLE F	10.91	C.Freq - Wk Max

Sezione incastro

TRAV-INF-INC

Simbologia

- Caso = Caso di verifica
- N = Sforzo normale
- My = Momento flettente intorno all'asse Y
- Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- Nu = Sforzo normale ultimo
- M'ydy = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
- M'ydz = Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
- MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
- MRdz = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
- Rott. = Tipo di rottura
 - 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 - 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
 - 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
- α = Angolo asse neutro a rottura
- Sic. = Sicurezza a rottura
- AfT = Area di ferro tesa
- AfC = Area di ferro compressa
- σ_c = Tensione nel calcestruzzo
- σ_f = Tensione nel ferro
- c = Ricoprimento dell'armatura
- s = Distanza massima tra le barre
- K₂ = Coefficiente per distribuzione deformazioni
- Φ_{eq} = Diametro equivalente delle barre
- Δ_{sm} = Distanza media tra le fessure
- A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
- σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
- ε_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)



- Wk = Ampiezza caratteristica delle fessure
- Ty = Taglio in dir. Y
- Tz = Taglio in dir. Z
- bw = Larghezza membratura resistente al taglio
- Asw = Area armatura trasversale
- Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
- Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- TCC = Tipo di combinazione di carico
 - SLU = Stato limite ultimo
 - SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 - SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 - SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 - SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 - SLD = Stato limite di danno
 - SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 - SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 - SLO = Stato limite di operatività
 - SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 - SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
- X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
- Tipo = Tipo di verifica effettuata
- Sez. = Numero della sezione
 - B = Base
 - H = Altezza
 - Cf = Copriferro
 - Cls = Tipo di calcestruzzo
 - Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 - Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 - Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 - Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 - Tp = Tipo di acciaio
 - Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 - Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1R		120.00	30.00	4.60	C45/55	456.50	27.47	304.33	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
5	-6869.82	364.21	0.00	-6869.82	7154.42	-0.00	1-2	180.00	19.644
48	-20916.00	-4359.15	0.00	-20916.00	-8987.31	-0.00	1-2	0.00	2.062

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <cm>	Asw <cm²>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
5	0.00	5650.61	1.20	0.00	5650.61	19867.10
48	0.00	3341.31	1.20	0.00	3341.31	21693.10

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	My <daNm>	AfT <cm²>	AfC <cm²>	σc <daN/cm²>	σf <daN/cm²>
50	-1426.93	1678.22	5.65	5.65	20.76	1102.89
53	-4507.04	-74.06	0.00	11.31	1.58	22.14
72	-14186.10	-2955.69	5.65	5.65	33.83	972.01
73	-4747.21	-30.40	0.00	11.31	1.42	20.62
78	-4747.31	-810.07	5.65	5.65	8.88	205.50

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K2	Φeq	Δsm <mm>	As <cm²>	Ac eff <cm²>	σs <daN/cm²>	εsm	Wk <mm>
78	-4747.31	-810.07	0.00	34.00	280.03	0.50	12.00	235.84	5.65	790.92	205.50	0.06	0.02
80	-2002.54	1362.68	0.00	34.00	280.03	0.50	12.00	270.82	5.65	955.78	821.08	0.24	0.11

Verifiche effettuate

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
5	719	32	-287	5	SLU	0.00	SLU Taglio - min. sic. c.a.
48	719	-288	-289	8	SLU	10.06	SLU N cost - min. sic.
50	719	32	-287	10	SLE R	0.00	C.Rare - Sf max (max traz.)
53	719	32	-287	9	SLE R	10.06	C.Rare - Sc max (min. compr.)
72	719	-288	-289	12	SLE R	10.06	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf min (max compr.)
73	719	32	-287	17	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.)
78	719	-288	-289	17	SLE Q	10.06	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max
80	719	32	-287	14	SLE F	0.00	C.Freq - Wk Max

K.4 VERIFICHE SLU PER TAGLIO



Nelle zone di appoggio dei traversi l'azione di taglio risulta superiore al valore di resistenza della sola sezione in cls, per cui sono state inserite delle armature aggiuntive specifiche a taglio; per le verifiche sono state considerate attive tutte le armature sagomate presenti nel tratto in prossimità degli appoggi dei traversi.

$$V_{rsd} = \text{valore resistente del taglio (lato acciaio)} = 0,90 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$d = \text{altezza utile sezione in c.a.} = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$A_{sw} = \text{armatura a taglio (ferri piegati)} = 3\varnothing 16 + 3\varnothing 16 + 3\varnothing 12$$

$$s = \text{passo armature a taglio} = 30 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \text{tensione acciaio per c.a.} = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha = \text{angolo di inclinazione delle armature a taglio} = 45^\circ$$

$$\theta = \text{angolo di inclinazione delle bielle compresse}$$

$$\text{ctg}(\theta) = \text{cotangente angolo di inclinazione delle bielle compresse} = 2,50$$

$$V_{rsd} = \text{valore resistente del taglio (lato acciaio)} =$$

$$= 0,90 \cdot (30 - 4) \cdot (3 \cdot 2,01 + 3 \cdot 2,01 + 3 \cdot 1,13) / 30 \cdot 3913 \cdot (1 + 2,5) \cdot 0,707 = 38895 \text{ daN}$$

$V_{rsd} = 38895 \text{ daN} > V_{sd, \max} = 34202 \text{ daN}$ (la verifica risulta soddisfatta e le armature sagomate sono sufficienti ad assorbire l'azione tagliante in oggetto).

$$V_{rcd} = \text{valore resistente del taglio (lato cls)} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f^*_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

$$d = \text{altezza utile sezione in c.a.} = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$b_w = \text{larghezza della sezione} = 120 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \text{tensione acciaio per c.a.} = 255 \text{ daN/cm}^2$$

$$f^*_{cd} = f_{cd} / 2$$

$$\alpha = \text{angolo di inclinazione delle armature a taglio} = 45^\circ$$

$$\theta = \text{angolo di inclinazione delle bielle compresse}$$

$$\text{ctg}(\theta) = \text{cotangente angolo di inclinazione delle bielle compresse} = 2,50$$

$$V_{rcd} = \text{valore resistente del taglio (lato cls)} = 0,90 \cdot (30 + 4) \cdot 120 \cdot 1,00 \cdot 255 / 2 \cdot (1 + 2,5) / (1 + 6,25) = 172837 \text{ daN}$$

→ $V_{rcd} \gg V_{rsd}$.

K.5 VERIFICHE TENSIONI NEI NODI RIGIDI DELLO SCATOLARE

Le tensioni nei nodi dello scatolare risultano accettabili. L'integrità dei nodi risulta confermata anche da prove dirette di carico eseguite su geometrie scatolari similari a quella in oggetto, dalle quali si evince che i nodi dello scatolare risulta integro e contraddistinto da un comportamento completamente rigido, come ipotizzato nel calcolo ivi descritto.

K.6 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE



Con riferimento al modello di calcolo e alle reazioni nei 2 nodi di appoggio dello scatolare sulle slitte di fondazione, risultano le seguenti sollecitazioni.

SLU

$$R_{v,max,SLU} = \mathbf{51606} \text{ daN}$$

SLE-Q

$$R_{v,max,SLEQ} = \mathbf{14326} \text{ daN}$$

Tali azioni saranno applicate in corrispondenza di una delle slitte di fondazione di appoggio dello scatolare per eseguire le verifiche di carattere geotecniche necessarie.

Per ogni dettaglio si rimanda al fascicolo di calcolo allegato alla presente.

Per valutazioni più specifiche in merito a problematica di portanza e di cedimento del terreno a breve e a lungo termine si rimanda a quanto riportato nei punti seguenti.

L VERIFICHE LOCALI

La normativa UNI EN 14844 richiede ulteriori verifiche per la progettazione degli elementi scatolari, come meglio descritte ai sotto-punti seguenti.

L.1 VERIFICA ARMATURE PARETI INTERNE

All'appendice A.2 della norma suddetta, inerente all'armatura minima prevista in parete, allo SLU deve essere in grado di resistere ad un momento minimo indicato dalla normativa precedente (agente sulle pareti dello scatolare) pari a. Tale valore risulta molto inferiore al valore di progetto per cui l'armatura effettiva è molto superiore al valore minimi indicato dalla norma.

L.2 VERIFICHE DI PUNZONAMENTO

Vista l'entità del ricoprimento non sono necessarie particolari verifiche aggiuntive a punzonamento oltre a quelle a taglio di cui ai punti precedenti.

L.3 VERIFICHE TERMINALI (GIUNTO)

Si ritiene del tutto superfluo esporre particolari verifiche di resistenza dei terminali che visto la conformazione strutturali possono essere ritenuti strutturalmente del tutto idonei.



L.4 STABILITA'

Le considerazioni sulla stabilità come la pressione e la resistenza di mantenimento consentita per il rovesciamento e lo scorrimento non influiscono sulla presente progettazione della resistenza della condotta. SI presume che se si ritengono necessarie tali indagini, queste saranno intraprese dalla Committenza.

L.5 CARICHI SUPERFICIALI ORIZZONTALI

Come già indicato in altri punti, si ritiene che qualsiasi carico orizzontale dovuto ai carichi superficiali può essere efficacemente disperso da una soletta stradale e da qualsiasi altra superficie che non influisca sulla condotta sotterranea.

L.6 DEFORMAZIONE DELLA SOLETTA SUPERIORE

Non è necessario controllare la deflessione della soletta superiore. Se tuttavia la profondità di riempimento è inferiore a 200 mm o ad 1/15 della larghezza interna della condotta, è richiesta una valutazione della deflessione da carico dinamico, valutata con sufficiente accuratezza con la relazione sotto riportata:

$$f_{lim} = \text{deflessione centro della campata} = 20 \cdot M \cdot (W_e)^2 / (L \cdot tr^3)$$

$$f_0 < f_{lim} \quad f_0 = \text{deformazione massima effettiva della sezione di mezzeria}$$

M = momento massimo sulla luce libero dovuto ai carichi mobili e su schema di traverso semplicemente appoggiato sui piedritti

W_e = luce effettiva della soletta

L = lunghezza dell'elemento

Tr = spessore soletta

Non è significativo verificare l'entità della deformazione della soletta: infatti, lo spostamento effettivo della mezzeria dei traversi, rispetto agli appoggi sui piedritti, risulta praticamente trascurabile.

Nel caso in esame la verifica non risulta necessaria e comunque risulta automaticamente verificata.

L.7 CEDIMENTO DIFFERENZIALE

Le condotte sotterranee possono essere soggette a cedimento differenziale, sia per carichi mobili che per azioni sismiche, tramite relativo spostamento ai giunti; tale cedimento non deve essere considerato causa di variazioni ai carichi di progettazione o all'analisi strutturale di cui alla presente.



M METODO COSTRUTTIVO

I manufatti in oggetto saranno prodotti con processo di prefabbricazione automatico, con vibrocompressione ad alimentazione ponderata.

I manufatti saranno prodotti per mezzo di opportuni getti di calcestruzzo entro speciali casseri muniti di sistema di vibrazione, utilizzando il metodo, quindi, della vibrocompressione.

Il ciclo consiste nel riempire con calcestruzzo una cassaforma metallica, specificatamente sagomata per la formazione del manufatto in oggetto, comprensiva dei relativi giunti; durante la produzione, al fine di ottenere un prodotto finale qualitativamente omogeneo, l'entità della vibrocompressione è controllata da dispositivi idraulici ed elettronici che garantiscono una compattazione omogenea della miscela lungo tutte le pareti del manufatto stesso.

Dopo la formazione del manufatto, una adeguata apparecchiatura provvede al trasporto e alla sformatura in zona di stoccaggio all'interno dello stabilimento.

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio. La curva granulometrica degli inerti dovrà essere realizzata in conformità a quanto previsto dalle norme UNI vigenti ed in particolare le dimensioni degli inerti dovranno essere variati in funzione degli spessori adottati.

Il calcestruzzo (di consistenza plastica) sarà prodotto con centrale di betonaggio, presente nel cantiere di prefabbricazione (stabilimento), tenendo conto di tutti i fattori (ad esempio: rapporto acqua/cemento, umidità degli inerti etc.) per garantire i livelli di resistenza previsti. La quantità dei componenti dell'impasto sarà predeterminata rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, devono risultare privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche.

La composizione granulometrica degli inerti, di dimensione massima variabile in funzione dello spessore delle strutture, è interna al fuso granulometrico in conformità a quanto prescritto dalle norme UNI vigenti.

L'acqua di impasto deve essere esente da solfati in percentuali superiori ai minimi di norma ed aggiunta in quantità tale da garantire un rapporto $a/c \leq 0.40$.

N MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO

Le modalità di movimentazione e stoccaggio degli elementi prefabbricati deve essere eseguito con mezzi idonei tali da garantire la stabilità alla movimentazione e al ribaltamento, tenute presenti le eventuali azioni esterne meccaniche o atmosferiche.



Per la movimentazione e lo stoccaggio del manufatto attenersi alla istruzione di lavoro inserita nel Manuale Qualità aziendale del prefabbricatore.

O INSTALLAZIONE

I vari elementi devono essere controllati alla consegna per assicurarsi che corrispondano a quelle specificate nel contratto di fornitura, siano in perfette condizioni, prive di danni.

O.1 PREPARAZIONE DEL SITO

Le trincee devono essere abbastanza larghe (si veda allegato grafico alla presente) da consentire e garantire un'installazione sicura e un compattamento del riempimento ai lati delle condotte idoneo.

O.2 SPIANATURA

Il fondo dello scavo deve essere privo di irregolarità o con superfici locali o troppo dure o troppo morbide, che devono essere rimosse o livellate con materiale granulare ben compattato. La spianatura può essere realizzata con materiale granulare o calcestruzzo (magrone) con spessore adeguato e buon livellamento in modo da evitare che sulla scatola possano essere presenti punte di tensione significative che comportino sollecitazioni locali superiori a quelle indicate o pressioni locali che possano indurre la rottura del cls; tali condizioni di asperità del fondo non sono prese in considerazione della presente progettazione quindi andranno evitate con qualsiasi mezzo idoneo.

O.3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO

In fase di realizzazione dello scavo dovranno essere, comunque, confermati i dati di progetto assunti nella presente.

In ogni caso la posa del manufatto dovrà essere effettuata su di un cuscinetto di magrone (Rck150), tale da assicurare il livellamento del fondo e la necessaria ripartizione dei carichi.

Il terreno di riempimento potrà essere quello di risulta dello scavo, oppure terreno incoerente di pezzatura contenuta, idoneamente compattato.

Il manufatto dovrà essere posato secondo quanto descritto negli elaborati grafici allegati alla presente. Le operazioni di sollevamento e posa in opera dovranno essere eseguite con mezzi e sistemi di aggancio idonei. La formazione delle livellette dovrà essere eseguita con attrezzatura di precisione, mentre la giunzione tra gli elementi dovrà avvenire mediante utilizzo di apparecchiatura idraulica o manuale.



O.4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

Sarà necessario verificare in corso d'opera il rispetto dei parametri assunti nella progettazione, in particolar modo per rispettare i valori delle costanti delle molle laterali.

Per tale motivo il riempimento laterale dovrà essere realizzato con idoneo materiale ben compattato e costipato secondo i parametri indicati di seguito; si richiede alla DLL di verificare tali parametri.

Il rinfianco, riempimento o colmature devono essere avviate subito dopo il posizionamento delle condotte sotterranee; la trincea deve essere riempita, a strati di idoneo spessore (20-30 cm circa), sino al livello della sommità delle condotte, lavorando alternativamente su entrambi i lati, utilizzando materiali granulari selezionati (anche presenti in cantiere se ritenuti idonei) scevri da sostanze organiche ed eventualmente stabilizzati o cementati.

Nelle valutazioni di calcolo si è tenuto conto delle seguenti caratteristiche tecniche medie relative al terreno di riempimento: $\gamma_t = 2000$, daN/mc, $\Phi = 30^\circ$.

P AZIONI TRASVERSALI E LONGITUDINALI SULLA CONDOTTA DOVUTI A VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO SISMICO

La presente relazione non entra in merito alle verifiche relative alle azioni orizzontali longitudinali e trasversali, rispetto all'asse della condotta, derivanti da un'azione sismica che comporti una variabilità spaziale del moto sismico.

Q PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA

Trattandosi di elementi prefabbricati da porre interrati, non risulta possibile un piano di manutenzione che prenda in considerazione un controllo periodico completo di tali elementi. In ogni caso anche l'ispezione interna, in relazione alle dimensioni interne dello scatolare, può non essere fisicamente possibile (si potrà in alternativa affidarsi a strumentazione idonea).

Le strutture interrate in oggetto saranno realizzate in calcestruzzo di buona qualità (il tutto secondo il piano di qualità aziendale della ditta produttrice) e per loro natura non potranno essere soggette ad alcuna manutenzione esterna; in particolare si porrà particolarmente attenzione alla classe del calcestruzzo e al copriferro minimo da considerare, secondo quanto meglio specificato nella relazione tecnica di calcolo e negli elaborati grafici strutturali allegati.

Internamente, viste le dimensioni degli elementi, è di fatto possibile un accesso di personale qualificato e un controllo delle superficie interne dello scatolare (per questo è necessario un pozzetto di ispezione dotato di passo d'uomo di idonee dimensioni).



Tutte le strutture in cemento armato presenti (superficie interna dei traversi e piedritti degli scatolari), potranno e saranno soggette ai seguenti controlli/interventi di manutenzione; tali strutture dovranno essere realizzate con calcestruzzo di idonea classe di resistenza e con copriferro idoneo secondo quanto meglio indicato nella relazione tecnica di calcolo e negli elaborati grafici strutturali allegati.

- Controllo visivo delle superfici interne dello scatolare con verifica di presenza di lesioni, o distacchi del copriferro, carbonatazione del calcestruzzo o fenomeni di ossidazione a carico delle armature metalliche, nonché il controllo di tenuta delle eventuali delle sigillature, guaine, guarnizioni, con cadenza pari almeno ad 1 anno.

Dovranno essere rispettate le indicazioni in fase di realizzazione (in stabilimento), movimentazione, trasporto, varo, reinterro (compattazione del terreno con mezzi meccanici) e utilizzo in esercizio, indicati nella relazione di calcolo e nei punti seguenti.

Nel seguito si riportano alcuni dettagli aggiuntivi relativi al piano di manutenzione.

Il piano di manutenzione è il documento complementare al progetto esecutivo che prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi effettivamente realizzati, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico. Esso è composto dal manuale d'uso, dal manuale di manutenzione e dal programma di manutenzione.

MANUALE D'USO

Traversi e piedritti di strutture scatolari completamente interrate

Descrizione: Strutture interrate diretta di tipo continuo o modulare con sviluppo lineare: tipo scatolari prefabbricati in cav.

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso: Scatolari in cav prefabbricati modulari non in pressione, per realizzazione sottopassi, canalizzazioni e condotte in genere per raccolta acque superficiali (escluso scarichi industriali).

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

MANUALE DI MANUTENZIONE

Traversi e piedritti di strutture scatolari completamente interrate

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

Livello minimo delle prestazioni: Tali elementi devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.



Anomalie riscontrabili

Cedimenti

Descrizione: Dissesti uniformi e/o differenziali con manifestazioni di abbassamento del piano di imposta della fondazione.

Cause: Mutamenti delle condizioni del terreno dovuti a cause quali: variazione della falda freatica, rottura di fognature o condutture idriche in prossimità della fondazione, ecc. Mutamenti delle condizioni di carico applicate.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale; riduzione della stabilità a livello globale della struttura; lesioni all'elemento strutturale e/o alla sovrastruttura.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Opere di consolidamento del terreno o della struttura, georesine, opere di sostegno, opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

Corrosione

Descrizione: Degradazione che implica l'evolversi di processi chimici che portano alla corrosione delle armature in acciaio per carbonatazione del ricoprimento di calcestruzzo o per cloruri, visibile con distacchi del copriferro, lesioni e striature di ruggine.

Cause: Fattori esterni ambientali o climatici; errata realizzazione dell'elemento strutturale e dei getti di calcestruzzo; manutenzione carente; cause accidentali.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, resine, vernici, malte e trattamenti specifici, opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

Fessurazioni

Descrizione: Degrado superficiale che si manifesta con fessurazioni e crepe.

Cause: Ritiro; cedimenti strutturali e/o del terreno; mutamenti di carico e/o temperatura; eccessive deformazioni.

Effetto: Esposizione delle armature agli agenti corrosivi; ampliamento delle fessurazioni stesse con ramificazioni più o meno profonde.

Valutazione: Moderata

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, georesine, malte, macchine di pompaggio a controllo, trattamenti specifici, opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

Lesioni



Descrizione: Rotture che si manifestano con l'interruzione del tessuto strutturale dell'elemento, le cui caratteristiche e andamento ne definiscono l'importanza e il tipo.

Cause: Le lesioni e le rotture si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, resine bicomponenti, malte, rinforzi, opere provvisorie, sottofondazioni locali.

Esecutore: Ditta specializzata

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Sottoprogramma delle prestazioni

Traversi e piedritti di strutture scatolari completamente interrate

Livello minimo delle prestazioni: Tali elementi devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

Ciclo di vita utile: 100

Controlli da effettuare

Controllo a cura di personale specializzato

Descrizione: Controllo della consistenza dell'elemento strutturale e dell'eventuale presenza di lesioni. Verifica dell'integrità e perpendicolarità della struttura e delle zone di terreno direttamente interessate dalla stessa.

Modalità di controllo: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Periodicità: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Ditta specializzata

Manutenzioni da effettuare

Consolidamento terreno

Descrizione: Opere e/o procedimenti specifici di consolidamento del terreno da scegliere dopo indagini specifiche e approfondite. Trattamenti di miglioramento della resistenza delle fondazioni anche tramite l'impiego di georesine.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni



Intervento per anomalie di corrosione

Descrizione: Opere di rimozione delle parti ammalorate e della ruggine. Ripristino dell'armatura metallica corrosa con vernici anticorrosive, malte, trattamenti specifici o anche attraverso l'uso di idonei passivanti per la protezione delle armature. Opere di protezione e/o ricostruzione dei copriferri mancanti.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Intervento per anomalie di fessurazione

Descrizione: Opere di ripristino delle fessure e consolidamento dell'integrità del materiale tramite l'utilizzo di resine, malte, cemento o vernici.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Realizzazione sottofondazioni

Descrizione: Realizzazione di sottofondazioni locali o globali a sostegno del sistema di fondazione e della struttura.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Rinforzo elemento

Descrizione: Realizzazione di interventi di rinforzo strutturale dell'elemento mediante la realizzazione di gabbie di armature integrative con getto di malte a ritiro controllato o attraverso l'applicazione di nuovi componenti di rinforzo che aumentino la sezione resistente dell'elemento strutturale.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Riparazione e ripresa delle lesioni

Descrizione: Interventi di riparazione e di ripristino dell'integrità e della resistenza dell'elemento strutturale lesionato, tramite l'utilizzo di resine, malte, cemento o altri prodotti specifici, indicati anche per la ricostruzione delle parti di calcestruzzo mancanti; tali trattamenti saranno eseguiti dopo una approfondita valutazione delle cause del difetto accertato.

Esecutore: Ditta specializzata



Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

R VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguito si riportano le verifiche relative alla capacità portante del terreno posto al di sotto delle slitte di fondazione degli scatolari in oggetto, nonché le relative valutazioni dei cedimenti a lungo termine.

Per le caratteristiche geologiche, geotecniche e la stratigrafia di riferimento si veda quanto indicato nei punti precedenti e nelle relazioni geologiche fornite dalla Committenza.

I parametri di riferimento indicati nella relazione geologica risultano i seguenti:

TABELLA RIASSUNTIVA DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PROPOSTI
(SETTORE SOTTOPASSO FERROVIARIO – MODELLAZIONE PARAGRAFO 5.1)

STRATO	ϕ	γ (g/cm ³)	C_u (kg/cm ²)	M_0 (kg/cm ²)
A	-	1,85	-	-
B	26°	1,95	0,70	52
C	27°	1,95	0,85	66
D	29°	1,95	1,10	108
E	30°	1,95	0,95	90
F	31°	1,95	-	135

- Coesione non drenata: $C_{uk} = 0,85 \text{ kg/cm}^2$
- Peso specifico: $\gamma_k = 1950 \text{ kg/m}^3$;
- Modulo edometrico: $M_0 = 66 \text{ kg/cm}^2$.

Parametri geotecnici di riferimento.

Per le verifiche in condizioni non drenate si utilizzeranno quindi i seguenti parametri:

$$c_u = 85 \text{ kN/mq} \quad \gamma = 19,50 \text{ kN/mc}$$

Per le verifiche in condizioni drenate si utilizzeranno invece i seguenti parametri:

$$\phi' = 26^\circ \quad c' = 0 \quad \gamma = 19,50 \text{ kN/mc} \quad q, \text{falda a } -2,50 \text{ m dal piano di campagna}$$

R.1 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Nel seguito si riportano le verifiche di capacità portante del terreno al di sotto delle slitte di fondazione degli elementi prefabbricati in oggetto.



Le verifiche di portanza della fondazione sono state condotte applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Allo SLU si ha un'azione verticale massima agente su un settore di slitta di fondazione di lunghezza pari a 120 cm, pari a:

SLU: $R_{v,max,SLU} = \underline{51606}$ daN

Un parametro molto importante per eseguire le verifiche di portata della fondazione in oggetto, risulta la profondità di posa della fondazione stesse: si fa notare che tale profondità è pari a circa 4,40 m per almeno il lato esterno della stessa, mentre nel senso longitudinale gli elementi risentono del confinamento offerto dalla presenza degli altri elementi slitta adiacenti e della pressione dovuta allo scatolare e al ricoprimento; per cui risulta che solo il lato interno, verso il centro dello scatolare potenzialmente presente una profondità di posa ridotta a circa 30 cm (spessore della fondazione stessa).

A favore di sicurezza e per semplicità operativa, si considera una profondità di posa media pari a:

Profondità minima: $p_{,min} = 30$ cm

Profondità massima: $p_{,max} = 477$ cm

Profondità media: $p_{,med} = (30+477)/2 = 2,535$ m



Nel seguito si riportano le verifiche della capacità portante del terreno al di sotto dello scatolare in oggetto.



Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

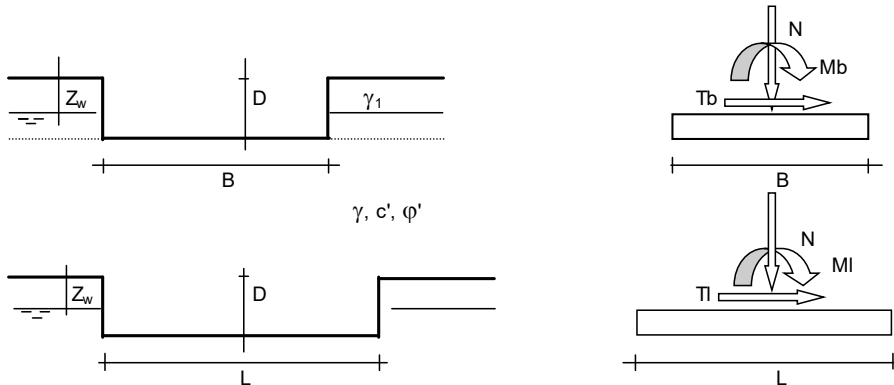
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

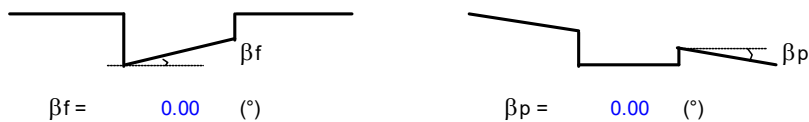
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 1.30 (m)
L = 1.20 (m)
D = 2.35 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	516.06	0.00	516.06
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00



Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.50 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.50 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 24.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 24.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$\begin{aligned} Z_w &= 2.50 \quad (\text{m}) \\ e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1.30 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.20 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45.83 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.65 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot \varphi')}$$

$$N_q = 9.60$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 19.32$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 9.44$$

s_c, s_q, s _{γ} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.46$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.41$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.63$$

i_c, i_q, i _{γ} : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.52 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.48 \quad m = 1.52 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

$m = (m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi

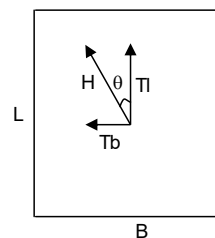
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$





d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q = 1.34$

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$

$d_c = 1.38$

$d_y = 1$

$d_y = 1.00$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2$

$\beta_f + \beta_p = 0.00$

$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$

$b_q = 1.00$

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$

$b_c = 1.00$

$b_y = b_q$

$b_y = 1.00$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$

$\beta_f + \beta_p = 0.00$

$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$

$g_q = 1.00$

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$

$g_c = 1.00$

$g_y = g_q$

$g_y = 1.00$

Carico limite unitario

$q_{lim} = 872.82 \quad (\text{kN/m}^2)$

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q = 330.81 \quad (\text{kN/m}^2)$

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R = 379.49 \geq q = 330.81 \quad (\text{kN/m}^2)$



Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

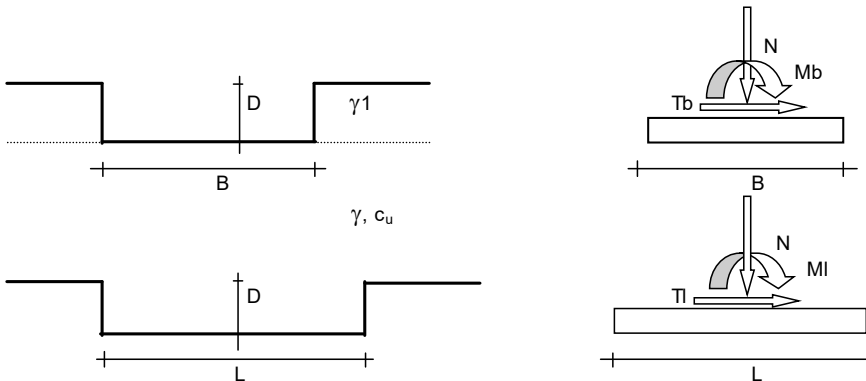
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno			
		permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		●	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

- B = 1.30 (m)
- L = 1.20 (m)
- D = 2.35 (m)



	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	516.06	0.00	516.06
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00



Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.50 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.50 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 90.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 90.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.20 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45.83 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.18$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.52$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.48$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.52$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^*L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per D/B* ≤ 1; d_c = 1 + 0,4 D / B*

per D/B* > 1; d_c = 1 + 0,4 arctan (D / B*)

$$d_c = 1.44$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_r / (\pi + 2))$$

$$\beta_r + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

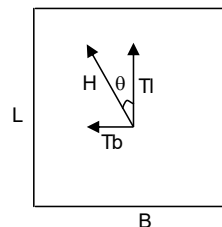
g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_r / (\pi + 2))$$

$$\beta_r + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$





Carico limite unitario

$$q_{lim} = 834.66 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L *$$

$$q = 330.81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 362.9 \geq q = 330.81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

R.2 VERIFICA CEDIMENTI

Allo SLU e allo SLE-Q si ha un'azione verticale massima agente su un settore di slitta di fondazione di lunghezza pari a 120 cm, pari a:

SLU: $R_{v,max,SLU} = \mathbf{51606}$ daN

SLE-Q: $R_{v,max,SLEQ} = \mathbf{14326}$ daN

Si tenga presente che il modulo elastico (edometrico) fornito dalla relazione geologica è collegabile alla sola reazione massima tipica dello SLE-Q.

Carico totale agente in fondazione (SLE-Q): $P_{sd,tot(SLU)} = 14326$ daN

Larghezza fondazione: $B = 1,20$ m

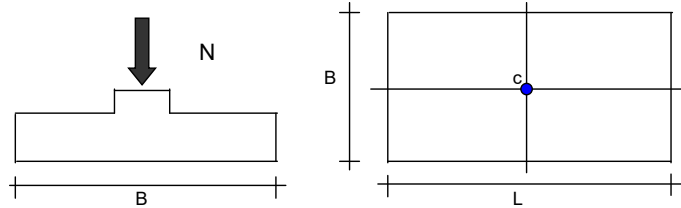
Lunghezza di calcolo fondazione: $L = 1,20$ m



CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:

Cedimento edometrico slitta



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i))$$

DATI DI INPUT:

- B = 1.20 (m) (Larghezza della Fondazione)
- L = 1.20 (m) (Lunghezza della Fondazione)
- N = 143 (kN) (Carico Verticale Agente)
- q = 99.49 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
- ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	strato 1	15.00	0.0	15.0	0.2	6600	0.30	1.50
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 1.50 \text{ (cm)}$$

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσ _{zi}	Δσ _{xi}	Δσ _{yi}	E	ν	δ _i	Σδ _i
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.2	1							6600	0.30		
0.15	0.2	1	0.60	0.60	0.85	88.87	72.39	72.39	6600	0.30	0.10	0.10
0.30	0.2	1	0.64	0.64	0.88	75.27	8.14	8.14	6600	0.30	0.16	0.26
0.45	0.2	1	0.71	0.71	0.93	67.06	2.96	2.96	6600	0.30	0.15	0.41
0.60	0.2	1	0.80	0.80	1.00	58.71	0.52	0.52	6600	0.30	0.13	0.54
0.75	0.2	1	0.90	0.90	1.08	50.08	-0.53	-0.53	6600	0.30	0.11	0.66
0.90	0.2	1	1.02	1.02	1.18	42.09	-0.93	-0.93	6600	0.30	0.10	0.76
1.05	0.2	1	1.14	1.14	1.29	35.23	-1.03	-1.03	6600	0.30	0.08	0.84
1.20	0.2	1	1.28	1.28	1.41	29.56	-1.01	-1.01	6600	0.30	0.07	0.91
1.35	0.2	1	1.41	1.41	1.53	24.94	-0.93	-0.93	6600	0.30	0.06	0.96



1.50	0.2	1	1.55	1.55	1.66	21.20	-0.85	-0.85	6600	0.30	0.05	1.01
1.65	0.2	1	1.69	1.69	1.79	18.17	-0.76	-0.76	6600	0.30	0.04	1.06
1.80	0.2	1	1.83	1.83	1.92	15.70	-0.67	-0.67	6600	0.30	0.04	1.09
1.95	0.2	1	1.97	1.97	2.06	13.67	-0.60	-0.60	6600	0.30	0.03	1.12
2.10	0.2	1	2.11	2.11	2.20	11.99	-0.54	-0.54	6600	0.30	0.03	1.15
2.25	0.2	1	2.26	2.26	2.33	10.59	-0.48	-0.48	6600	0.30	0.02	1.18
2.40	0.2	1	2.40	2.40	2.48	9.41	-0.43	-0.43	6600	0.30	0.02	1.20
2.55	0.2	1	2.55	2.55	2.62	8.41	-0.39	-0.39	6600	0.30	0.02	1.22
2.70	0.2	1	2.69	2.69	2.76	7.56	-0.35	-0.35	6600	0.30	0.02	1.24
2.85	0.2	1	2.84	2.84	2.90	6.83	-0.32	-0.32	6600	0.30	0.02	1.25
3.00	0.2	1	2.99	2.99	3.05	6.19	-0.29	-0.29	6600	0.30	0.01	1.27
3.15	0.2	1	3.13	3.13	3.19	5.64	-0.27	-0.27	6600	0.30	0.01	1.28
3.30	0.2	1	3.28	3.28	3.33	5.16	-0.25	-0.25	6600	0.30	0.01	1.29
3.45	0.2	1	3.43	3.43	3.48	4.73	-0.23	-0.23	6600	0.30	0.01	1.30
3.60	0.2	1	3.58	3.58	3.63	4.36	-0.21	-0.21	6600	0.30	0.01	1.31
3.75	0.2	1	3.72	3.72	3.77	4.03	-0.19	-0.19	6600	0.30	0.01	1.32
3.90	0.2	1	3.87	3.87	3.92	3.73	-0.18	-0.18	6600	0.30	0.01	1.33
4.05	0.2	1	4.02	4.02	4.06	3.47	-0.17	-0.17	6600	0.30	0.01	1.34
4.20	0.2	1	4.17	4.17	4.21	3.23	-0.16	-0.16	6600	0.30	0.01	1.35
4.35	0.2	1	4.32	4.32	4.36	3.01	-0.15	-0.15	6600	0.30	0.01	1.35
4.50	0.2	1	4.47	4.47	4.51	2.82	-0.14	-0.14	6600	0.30	0.01	1.36
4.65	0.2	1	4.61	4.61	4.65	2.64	-0.13	-0.13	6600	0.30	0.01	1.37
4.80	0.2	1	4.76	4.76	4.80	2.48	-0.12	-0.12	6600	0.30	0.01	1.37
4.95	0.2	1	4.91	4.91	4.95	2.33	-0.11	-0.11	6600	0.30	0.01	1.38
5.10	0.2	1	5.06	5.06	5.10	2.20	-0.11	-0.11	6600	0.30	0.01	1.38
5.25	0.2	1	5.21	5.21	5.24	2.08	-0.10	-0.10	6600	0.30	0.00	1.39
5.40	0.2	1	5.36	5.36	5.39	1.97	-0.10	-0.10	6600	0.30	0.00	1.39
5.55	0.2	1	5.51	5.51	5.54	1.86	-0.09	-0.09	6600	0.30	0.00	1.40
5.70	0.2	1	5.66	5.66	5.69	1.77	-0.09	-0.09	6600	0.30	0.00	1.40
5.85	0.2	1	5.81	5.81	5.84	1.68	-0.08	-0.08	6600	0.30	0.00	1.40
6.00	0.2	1	5.96	5.96	5.99	1.59	-0.08	-0.08	6600	0.30	0.00	1.41
6.15	0.2	1	6.10	6.10	6.13	1.52	-0.08	-0.08	6600	0.30	0.00	1.41
6.30	0.2	1	6.25	6.25	6.28	1.45	-0.07	-0.07	6600	0.30	0.00	1.42
6.45	0.2	1	6.40	6.40	6.43	1.38	-0.07	-0.07	6600	0.30	0.00	1.42
6.60	0.2	1	6.55	6.55	6.58	1.32	-0.07	-0.07	6600	0.30	0.00	1.42
6.75	0.2	1	6.70	6.70	6.73	1.26	-0.06	-0.06	6600	0.30	0.00	1.42
6.90	0.2	1	6.85	6.85	6.88	1.21	-0.06	-0.06	6600	0.30	0.00	1.43
7.05	0.2	1	7.00	7.00	7.03	1.16	-0.06	-0.06	6600	0.30	0.00	1.43
7.20	0.2	1	7.15	7.15	7.18	1.11	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	1.43
7.35	0.2	1	7.30	7.30	7.32	1.06	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	1.44
7.50	0.2	1	7.45	7.45	7.47	1.02	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	1.44
7.65	0.2	1	7.60	7.60	7.62	0.98	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	1.44
7.80	0.2	1	7.75	7.75	7.77	0.94	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	1.44
7.95	0.2	1	7.90	7.90	7.92	0.91	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	1.44
8.10	0.2	1	8.05	8.05	8.07	0.88	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	1.45
8.25	0.2	1	8.20	8.20	8.22	0.84	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	1.45
8.40	0.2	1	8.35	8.35	8.37	0.81	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	1.45
8.55	0.2	1	8.50	8.50	8.52	0.79	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	1.45
8.70	0.2	1	8.65	8.65	8.67	0.76	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	1.45
8.85	0.2	1	8.80	8.80	8.82	0.73	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	1.46



9.00	0.2	1	8.95	8.95	8.97	0.71	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	1.46
9.15	0.2	1	9.09	9.09	9.11	0.69	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.46
9.30	0.2	1	9.24	9.24	9.26	0.66	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.46
9.45	0.2	1	9.39	9.39	9.41	0.64	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.46
9.60	0.2	1	9.54	9.54	9.56	0.62	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.46
9.75	0.2	1	9.69	9.69	9.71	0.60	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.46
9.90	0.2	1	9.84	9.84	9.86	0.59	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.47
10.05	0.2	1	9.99	9.99	10.01	0.57	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.47
10.20	0.2	1	10.14	10.14	10.16	0.55	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.47
10.35	0.2	1	10.29	10.29	10.31	0.54	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.47
10.50	0.2	1	10.44	10.44	10.46	0.52	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.47
10.65	0.2	1	10.59	10.59	10.61	0.51	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	1.47
10.80	0.2	1	10.74	10.74	10.76	0.49	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.47
10.95	0.2	1	10.89	10.89	10.91	0.48	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.47
11.10	0.2	1	11.04	11.04	11.06	0.47	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
11.25	0.2	1	11.19	11.19	11.21	0.45	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
11.40	0.2	1	11.34	11.34	11.36	0.44	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
11.55	0.2	1	11.49	11.49	11.51	0.43	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
11.70	0.2	1	11.64	11.64	11.66	0.42	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
11.85	0.2	1	11.79	11.79	11.81	0.41	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
12.00	0.2	1	11.94	11.94	11.96	0.40	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
12.15	0.2	1	12.09	12.09	12.10	0.39	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
12.30	0.2	1	12.24	12.24	12.25	0.38	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
12.45	0.2	1	12.39	12.39	12.40	0.37	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.48
12.60	0.2	1	12.54	12.54	12.55	0.36	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
12.75	0.2	1	12.69	12.69	12.70	0.35	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
12.90	0.2	1	12.84	12.84	12.85	0.35	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
13.05	0.2	1	12.99	12.99	13.00	0.34	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
13.20	0.2	1	13.14	13.14	13.15	0.33	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
13.35	0.2	1	13.29	13.29	13.30	0.32	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
13.50	0.2	1	13.44	13.44	13.45	0.32	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
13.65	0.2	1	13.59	13.59	13.60	0.31	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
13.80	0.2	1	13.74	13.74	13.75	0.30	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	1.49
13.95	0.2	1	13.89	13.89	13.90	0.30	-0.01	-0.01	6600	0.30	0.00	1.49
14.10	0.2	1	14.04	14.04	14.05	0.29	-0.01	-0.01	6600	0.30	0.00	1.49
14.25	0.2	1	14.19	14.19	14.20	0.28	-0.01	-0.01	6600	0.30	0.00	1.49
14.40	0.2	1	14.34	14.34	14.35	0.28	-0.01	-0.01	6600	0.30	0.00	1.49
14.55	0.2	1	14.49	14.49	14.50	0.27	-0.01	-0.01	6600	0.30	0.00	1.49
14.70	0.2	1	14.64	14.64	14.65	0.27	-0.01	-0.01	6600	0.30	0.00	1.50

N.B.: Si tenga presente che non sono stati forniti i parametri relativi ai moduli elastici del terreno di tipo istantaneo, per cui ha senso parlare solo di cedimenti in corrispondenza della combinazione SLE-Q (cedimenti a lungo termine).

Tale cedimento è da valutare anche in riferimento al quantitativo di terreno asportato in fase di scavo che di fatto potrebbe abbassare tale valore.

In mancanza di parametri certi relativi ai moduli elastici istantanei del terreno, utilizzando lo stesso modulo edometrico, si possono stimare i cedimenti dovuti al carico massimo allo SLE-R relativo alla slitta, come meglio riportato di seguito, con riferimento al solo carico mobile ferroviario.



$$R_{v,SLE} = 9385 \cdot (4,00 + 0,30 \cdot 2) = 43171 \text{ daN}$$

Numero di slitte di fondazione: $ns = 2$

$$R_{v,SLE,1slitta} = 43171/2 = \underline{21586} \text{ daN}$$

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	ν	δ_i	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.2	1							6600	0.30		
0.15	0.2	1	0.60	0.60	0.85	133.90	109.08	109.08	6600	0.30	0.16	0.16
0.30	0.2	1	0.64	0.64	0.88	113.41	12.27	12.27	6600	0.30	0.24	0.40
0.45	0.2	1	0.71	0.71	0.93	101.05	4.46	4.46	6600	0.30	0.22	0.62
0.60	0.2	1	0.80	0.80	1.00	88.46	0.79	0.79	6600	0.30	0.20	0.82
0.75	0.2	1	0.90	0.90	1.08	75.46	-0.80	-0.80	6600	0.30	0.17	0.99
0.90	0.2	1	1.02	1.02	1.18	63.43	-1.40	-1.40	6600	0.30	0.15	1.14
1.05	0.2	1	1.14	1.14	1.29	53.09	-1.56	-1.56	6600	0.30	0.12	1.26
1.20	0.2	1	1.28	1.28	1.41	44.53	-1.52	-1.52	6600	0.30	0.10	1.36
1.35	0.2	1	1.41	1.41	1.53	37.58	-1.41	-1.41	6600	0.30	0.09	1.45
1.50	0.2	1	1.55	1.55	1.66	31.95	-1.27	-1.27	6600	0.30	0.07	1.53
1.65	0.2	1	1.69	1.69	1.79	27.38	-1.14	-1.14	6600	0.30	0.06	1.59
1.80	0.2	1	1.83	1.83	1.92	23.66	-1.02	-1.02	6600	0.30	0.06	1.65
1.95	0.2	1	1.97	1.97	2.06	20.60	-0.91	-0.91	6600	0.30	0.05	1.69
2.10	0.2	1	2.11	2.11	2.20	18.07	-0.81	-0.81	6600	0.30	0.04	1.74
2.25	0.2	1	2.26	2.26	2.33	15.96	-0.73	-0.73	6600	0.30	0.04	1.77
2.40	0.2	1	2.40	2.40	2.48	14.18	-0.65	-0.65	6600	0.30	0.03	1.81
2.55	0.2	1	2.55	2.55	2.62	12.67	-0.59	-0.59	6600	0.30	0.03	1.84
2.70	0.2	1	2.69	2.69	2.76	11.39	-0.53	-0.53	6600	0.30	0.03	1.86
2.85	0.2	1	2.84	2.84	2.90	10.28	-0.49	-0.49	6600	0.30	0.02	1.89
3.00	0.2	1	2.99	2.99	3.05	9.33	-0.44	-0.44	6600	0.30	0.02	1.91
3.15	0.2	1	3.13	3.13	3.19	8.50	-0.41	-0.41	6600	0.30	0.02	1.93
3.30	0.2	1	3.28	3.28	3.33	7.77	-0.37	-0.37	6600	0.30	0.02	1.95
3.45	0.2	1	3.43	3.43	3.48	7.13	-0.34	-0.34	6600	0.30	0.02	1.96
3.60	0.2	1	3.58	3.58	3.63	6.57	-0.32	-0.32	6600	0.30	0.02	1.98
3.75	0.2	1	3.72	3.72	3.77	6.07	-0.29	-0.29	6600	0.30	0.01	1.99
3.90	0.2	1	3.87	3.87	3.92	5.62	-0.27	-0.27	6600	0.30	0.01	2.01
4.05	0.2	1	4.02	4.02	4.06	5.22	-0.25	-0.25	6600	0.30	0.01	2.02
4.20	0.2	1	4.17	4.17	4.21	4.86	-0.24	-0.24	6600	0.30	0.01	2.03
4.35	0.2	1	4.32	4.32	4.36	4.54	-0.22	-0.22	6600	0.30	0.01	2.04
4.50	0.2	1	4.47	4.47	4.51	4.25	-0.21	-0.21	6600	0.30	0.01	2.05
4.65	0.2	1	4.61	4.61	4.65	3.98	-0.19	-0.19	6600	0.30	0.01	2.06
4.80	0.2	1	4.76	4.76	4.80	3.74	-0.18	-0.18	6600	0.30	0.01	2.07
4.95	0.2	1	4.91	4.91	4.95	3.52	-0.17	-0.17	6600	0.30	0.01	2.08
5.10	0.2	1	5.06	5.06	5.10	3.32	-0.16	-0.16	6600	0.30	0.01	2.08
5.25	0.2	1	5.21	5.21	5.24	3.13	-0.15	-0.15	6600	0.30	0.01	2.09
5.40	0.2	1	5.36	5.36	5.39	2.96	-0.15	-0.15	6600	0.30	0.01	2.10
5.55	0.2	1	5.51	5.51	5.54	2.80	-0.14	-0.14	6600	0.30	0.01	2.10
5.70	0.2	1	5.66	5.66	5.69	2.66	-0.13	-0.13	6600	0.30	0.01	2.11
5.85	0.2	1	5.81	5.81	5.84	2.53	-0.12	-0.12	6600	0.30	0.01	2.12
6.00	0.2	1	5.96	5.96	5.99	2.40	-0.12	-0.12	6600	0.30	0.01	2.12
6.15	0.2	1	6.10	6.10	6.13	2.29	-0.11	-0.11	6600	0.30	0.01	2.13
6.30	0.2	1	6.25	6.25	6.28	2.18	-0.11	-0.11	6600	0.30	0.01	2.13



6.45	0.2	1	6.40	6.40	6.43	2.08	-0.10	-0.10	6600	0.30	0.00	2.14
6.60	0.2	1	6.55	6.55	6.58	1.99	-0.10	-0.10	6600	0.30	0.00	2.14
6.75	0.2	1	6.70	6.70	6.73	1.90	-0.09	-0.09	6600	0.30	0.00	2.15
6.90	0.2	1	6.85	6.85	6.88	1.82	-0.09	-0.09	6600	0.30	0.00	2.15
7.05	0.2	1	7.00	7.00	7.03	1.74	-0.09	-0.09	6600	0.30	0.00	2.16
7.20	0.2	1	7.15	7.15	7.18	1.67	-0.08	-0.08	6600	0.30	0.00	2.16
7.35	0.2	1	7.30	7.30	7.32	1.60	-0.08	-0.08	6600	0.30	0.00	2.16
7.50	0.2	1	7.45	7.45	7.47	1.54	-0.08	-0.08	6600	0.30	0.00	2.17
7.65	0.2	1	7.60	7.60	7.62	1.48	-0.07	-0.07	6600	0.30	0.00	2.17
7.80	0.2	1	7.75	7.75	7.77	1.42	-0.07	-0.07	6600	0.30	0.00	2.17
7.95	0.2	1	7.90	7.90	7.92	1.37	-0.07	-0.07	6600	0.30	0.00	2.18
8.10	0.2	1	8.05	8.05	8.07	1.32	-0.07	-0.07	6600	0.30	0.00	2.18
8.25	0.2	1	8.20	8.20	8.22	1.27	-0.06	-0.06	6600	0.30	0.00	2.18
8.40	0.2	1	8.35	8.35	8.37	1.23	-0.06	-0.06	6600	0.30	0.00	2.19
8.55	0.2	1	8.50	8.50	8.52	1.19	-0.06	-0.06	6600	0.30	0.00	2.19
8.70	0.2	1	8.65	8.65	8.67	1.14	-0.06	-0.06	6600	0.30	0.00	2.19
8.85	0.2	1	8.80	8.80	8.82	1.11	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	2.19
9.00	0.2	1	8.95	8.95	8.97	1.07	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	2.20
9.15	0.2	1	9.09	9.09	9.11	1.03	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	2.20
9.30	0.2	1	9.24	9.24	9.26	1.00	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	2.20
9.45	0.2	1	9.39	9.39	9.41	0.97	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	2.20
9.60	0.2	1	9.54	9.54	9.56	0.94	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	2.21
9.75	0.2	1	9.69	9.69	9.71	0.91	-0.05	-0.05	6600	0.30	0.00	2.21
9.90	0.2	1	9.84	9.84	9.86	0.88	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.21
10.05	0.2	1	9.99	9.99	10.01	0.86	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.21
10.20	0.2	1	10.14	10.14	10.16	0.83	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.21
10.35	0.2	1	10.29	10.29	10.31	0.81	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.22
10.50	0.2	1	10.44	10.44	10.46	0.79	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.22
10.65	0.2	1	10.59	10.59	10.61	0.76	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.22
10.80	0.2	1	10.74	10.74	10.76	0.74	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.22
10.95	0.2	1	10.89	10.89	10.91	0.72	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.22
11.10	0.2	1	11.04	11.04	11.06	0.70	-0.04	-0.04	6600	0.30	0.00	2.22
11.25	0.2	1	11.19	11.19	11.21	0.68	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.23
11.40	0.2	1	11.34	11.34	11.36	0.67	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.23
11.55	0.2	1	11.49	11.49	11.51	0.65	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.23
11.70	0.2	1	11.64	11.64	11.66	0.63	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.23
11.85	0.2	1	11.79	11.79	11.81	0.62	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.23
12.00	0.2	1	11.94	11.94	11.96	0.60	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.23
12.15	0.2	1	12.09	12.09	12.10	0.59	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.23
12.30	0.2	1	12.24	12.24	12.25	0.57	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.24
12.45	0.2	1	12.39	12.39	12.40	0.56	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.24
12.60	0.2	1	12.54	12.54	12.55	0.55	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.24
12.75	0.2	1	12.69	12.69	12.70	0.53	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.24
12.90	0.2	1	12.84	12.84	12.85	0.52	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.24
13.05	0.2	1	12.99	12.99	13.00	0.51	-0.03	-0.03	6600	0.30	0.00	2.24
13.20	0.2	1	13.14	13.14	13.15	0.50	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.24
13.35	0.2	1	13.29	13.29	13.30	0.49	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.24
13.50	0.2	1	13.44	13.44	13.45	0.47	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25
13.65	0.2	1	13.59	13.59	13.60	0.46	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25
13.80	0.2	1	13.74	13.74	13.75	0.45	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25
13.95	0.2	1	13.89	13.89	13.90	0.44	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25
14.10	0.2	1	14.04	14.04	14.05	0.44	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25

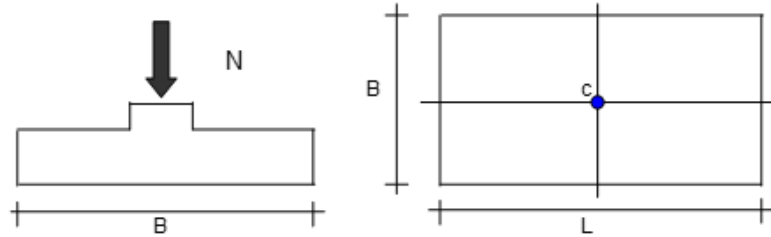


14.25	0.2	1	14.19	14.19	14.20	0.43	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25
14.40	0.2	1	14.34	14.34	14.35	0.42	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25
14.55	0.2	1	14.49	14.49	14.50	0.41	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25
14.70	0.2	1	14.64	14.64	14.65	0.40	-0.02	-0.02	6600	0.30	0.00	2.25

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:

Cedimento edometrico slitta



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_x i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - (L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - (L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{ot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_z i - \nu_i(\Delta\sigma_x i + \Delta\sigma_y i)) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

- B = 1.20 (m) (Larghezza della Fondazione)
- L = 1.20 (m) (Lunghezza della Fondazione)
- N = 216 (kN) (Carico Verticale Agente)
- q = 149.90 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
- ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{c i}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	strato 1	15.00	0.0	15.0	0.2	6600	0.30	2.25
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 2.25 \text{ (cm)}$$



N.B.: Si richiede in ogni caso che in fase di scavo, per la preparazione del fondo, sia verificata l'effettiva rispondenza al modello geotecnico indicato, valutando eventuali bonifiche o altre lavorazioni idonee, nel caso di riscontrassero condizioni locali alterate che possano produrre cedimenti superiori a quelli calcolati o mitigare quelli teorici.

S VERIFICA SLITTA DI FONDAZIONE IN C.A.

Si tenga presente che non è stata eseguita alcuna valutazione relativa al comportamento longitudinale delle slitte di fondazione, considerandole di fatto come una serie di elementi separata con la sola funzione di diffondere lateralmente il peso e le azioni agenti sugli scatolari.

Per le verifiche si farà quindi riferimento al solo comportamento trasversale considerando la slitta come una mensola caricata dalla pressione massima sul terreno.

Lo scatolare sarà poggiato su slitte prefabbricate di fondazione di spessore minimo pari a 30 cm armata in modo idonea.

Poiché tale fondazione è funzionale alla sola diffusione trasversale dei carichi agenti sullo scatolare, non si eseguono verifiche di resistenza specifiche in senso longitudinale.

La parte laterale della platea (fuori scatolare) può essere vista come una mensola caricata dalla tensione massima sul terreno individuata in precedenza.

Tensione massima sul terreno:	$\sigma_{t,max} = 51606/(130 \cdot 120) = 3,31 \text{ daN/cm}^2$
Luce sbalzo fondazione:	$L_{sb,fond} = 0,40 \text{ m}$
Larghezza unitaria fondazione:	$B = 1,20 \text{ m}$
Momento flettente massimo:	$M_{sd,max} = 3,31 \cdot 120 \cdot 40 \cdot 40/2 = 317760 \text{ daN} \cdot \text{cm}$
Altezza slitta:	$H = 30 \text{ cm}$
Copriferro:	$c = 4 \text{ cm}$
Altezza utile:	$h = 30 - 4 = 24 \text{ cm}$
Armatura minima a flessione:	$A_{fe,min} = 317760/(0,9 \cdot 3913 \cdot 24) = 3,76 \text{ cm}^2/\text{m}$ Staffoni $\varnothing 10/20 \text{ cm} \rightarrow 3,925 \text{ cm}^2 > A_{fe,min}$

Longitudinalmente potranno essere inseriti ferri reggistaffè in numero di 4+4D.10 mm.

Le tensioni tangenziali sono tali da non dover considerare la necessità di particolari armature a taglio.

T SISTEMA DI PRECOMPRESSIONE LONGITUDINALE

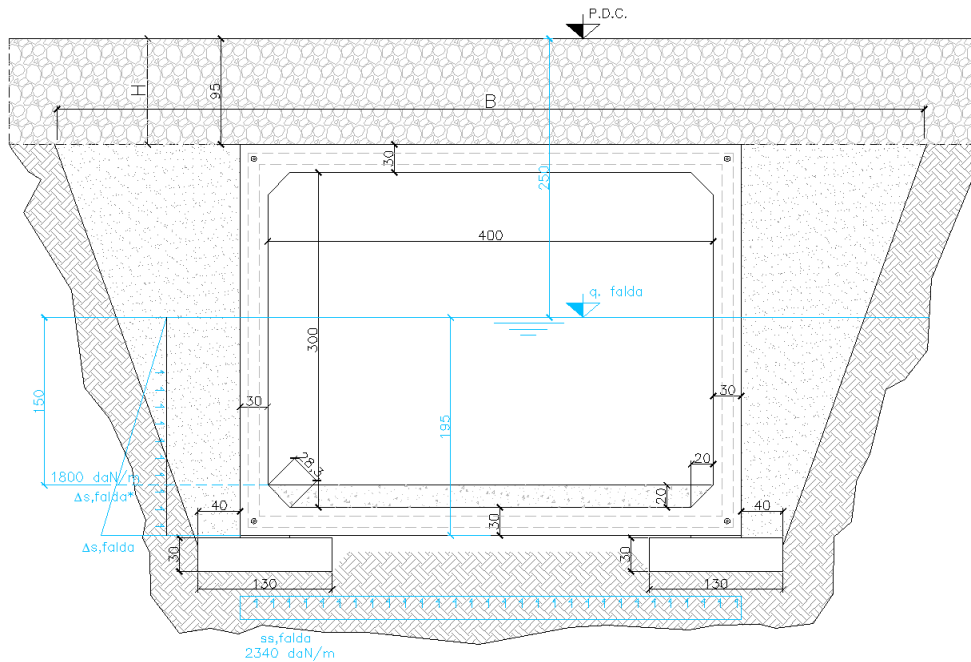
Gli elementi scatolari saranno completati da n° 4 barre tipo Dywidag D.18 mm da tesare con circa 10t cadauna o secondo le prescrizioni redatte dal prefabbricatore in fase di posa.



Le barre saranno posizionate ai 4 vertici dello scatolare e soggette ad opportuno sistema di tesatura progressiva.

U VERIFICA GALLEGGIAMENTO

Nel seguito si riportano le verifiche al galleggiamento riferite allo scatolare in oggetto.



Sezione tipica con indicazione del valore di sottospinta idraulica agente sullo scatolare.

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M_2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ci}



Nel seguito si farà riferimento ad un tratto unitario di scatolare pari a 1,00 di sviluppo longitudinale.

Sottospinta idraulica: $Ss,idr = 2340 \cdot 4,60 \cdot 1,00 = 10764 \text{ daN}$

Peso a metro dello scatolare: $G,sc = 3,83 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 9575 \text{ daN}$

Peso per ricoprimento: $P,ric = 0,95 \cdot 2000 \cdot 4,60 \cdot 1,00 = 8740 \text{ daN}$

Peso getto su intradosso traverso inferiore:

$$P,riemp = 0,20 \cdot 1,00 \cdot 3,90 \cdot 2500 = 1950 \text{ daN}$$

$$V,inst,d = 1,50 \cdot Ss,idr = 1,50 \cdot 10764 = 16146 \text{ daN}$$

$$Gstb,d = 0,90 \cdot 9575 + 0,90 \cdot (8740) + 0,80 \cdot (1950) = 18043 \text{ daN}$$

$$Rd = 0$$

$$Vinst,d = 16146 \text{ daN} < Gstb,d + Rd = 18043 + 0 = 18043 \text{ daN} \quad (\text{verifica soddisfatta})$$

V CONCLUSIONI

I risultati del calcolo e delle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate e più significative, confermano che sotto le ipotesi ivi riportate, il manufatto è in grado di sostenere i carichi imposti e considerati con idoneo coefficiente di sicurezza.

Nella posa dello scatolare dovranno essere rispettate tutte le norme del buon costruire e le prescrizioni indicate per confermare in fase esecutiva i parametri utilizzati nel calcolo di cui alla presente.

Per ogni altro dato non espressamente riportato nella presente si rimanda agli allegati elencati nel seguito.

Note finali:

- Lo scatolare è stato calcolato e verificato considerando una porzione di elemento pari a quanto indicato in precedenza, con schema unifilare, quindi considerando i traversi e i piedritti come travi e colonne; per tale motivo il manufatto risulta armato con armature principali disposte nel senso trasversale alla tubazioni; tale configurazione non prende in considerazione le eventuali armature di ripartizione in direzione longitudinale, nelle quantità “raccomandate” in termini prescrittivi, ad esempio, dalle norme internazionali; tali armature nel modello considerato risultano strutturalmente non valutabili in senso stretto (le membrature non sono state calcolate come solette, ma come travi/pilastri) e qualora siano richieste dalla Committenza potranno essere inserite in quantità minima pari al 20% dell’armatura principale, indipendentemente da quanto indicato nell’elaborato grafici allegato alla presente senza che le verifiche delle sezioni più significative (riportate nei punti precedenti) debbano essere modificate.
- Il posizionamento delle gabbie di armatura non deve in alcun modo inficiare il corretto posizionamento delle armature sia trasversalmente che longitudinalmente, mediante ad esempio inserimento (all’interno della gabbia principale di barre di posizionamento negli angoli e



all'interno dei lati) di armatura longitudinale di posizionamento (da fissare per legatura o saldatura alle barre principali) e elementi distanziatori per garantire il copriferro prescritto. Tali accorgimenti dovranno essere tassativamente impiegati in modo da non inficiare quanto indicato nella presente relazione. Le eventuali armature longitudinali saranno preferibilmente inserite all'interno dello spazio definito dalle armature di forza.

- Nelle operazioni di posa si dovrà tenere in conto dei carichi massimi indicati nella presente, agenti sullo scatolare in oggetto, avendo cura di non mettere i manufatti in condizioni per le quali i carichi massimi siano superiori o particolarmente concentrati, poiché potrebbero indurre fessurazioni e/o rotture dei materiali non compatibili con la resistenza in esercizio dello scatolare o inficianti la durabilità dello stesso. Si dovrà ad esempio evitare di imporre sul traverso superiore carichi concentrati dovuti ai mezzi cingolati o altri veicoli che comportino carichi superiori a quelle indicati nella presente; stesse avvertenze dovranno essere osservate nella fase di ritombamento.
- Come indicato nei punti precedenti, la presente relazione non entra in merito alle verifiche relative a fenomeni di sifonamento o galleggiamento, nonché alla presenza della falda e ai fenomeni di liquefazione; tutti aspetti per i quali si rimanda a valutazioni redatte da altro tecnico incaricato che dovrà verificare che quanto contenuto nella presente relazione sia accettabili in riferimento alle astrazioni eseguite.
- Ogni modifica rispetto alle condizioni indicate nella presente deve essere tempestivamente comunicata al sottoscritto in modo che possano essere eseguite le necessarie verifiche strutturali dell'elemento, pena la nullità della presente.
- La presente relazione non entra in merito alle azioni dovute ad eventuale svio del treno sul muretto paraghiaia laterale, rimandando totalmente a valutazioni eseguite da altro tecnico direttamente incaricato dalla Committenza.

Allegati:

- Allegato A: Tolleranze costruttive scatolari – norma UNI EN 14844.
- Allegato B: Fascicolo di calcolo.
- Allegato C: Schema grafico per carpenterie e armature scatolare.

Lucca (LU), 26/02/2024



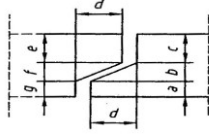
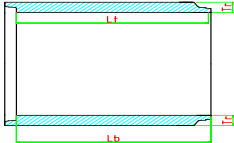
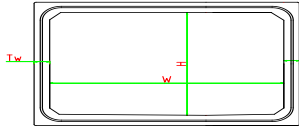
Il tecnico

Ing. Massimiliano Del Bino



Allegato A: Tolleranze costruttive scatolari da norma UNI EN 14844

 Prefabbricati LP®	TOLLERANZE COSTRUTTIVE SCATOLARI da Norma UNI EN 14844
--	---

TOLLERANZE GIUNTI			
	<i>Indicazioni di Progetto</i>		
	<i>Indicazioni</i>	<i>Dimensioni Reali</i>	
	a + b ≥ 45 mm	120 mm	
	d ≥ 45 mm	≥ 60 mm	
TOLLERANZE DIMENSIONALI SCATOLARE			
<i>Vista Laterale</i>	<i>Vista Frontale</i>	<i>Indicazioni di Progetto</i>	
		<i>Indicazioni</i>	
		<i>Dimensioni Reali</i>	
		Spessore Tr e Tw ≥ 100 mm	≥ 120 mm
		Lunghezza Unità L ≥ 1000 m	≥ 1000 m

<i>Controllo</i>	<i>Tolleranze</i>
Spessore Tr	± 10 mm
Spessore Tw	± 10 mm
Larghezza Interna W	± 1% (min. -10 mm max 15 mm)
Altezza Interna H	± 1% (min. -10 mm max 15 mm)
Lunghezza Unità Lb-Lt	± 1% (min. ± 15 mm)
Lunghezza Unità Ldx-Lsx	± 1% (min. ± 15 mm)
Giunti a,b,c,d,e,j,g	± 10 mm
Quadratura dim ≤ 2 m b	± 10 mm
Quadratura dim 2 m - 4 m b	± 15 mm
Quadratura dim ≥ 4 m b	± 20 mm
Quadratura dim ≤ 2 m t	± 10 mm
Quadratura dim 2 m - 4 m t	± 15 mm
Quadratura dim ≥ 4 m t	± 20 mm
Quadratura dim ≤ 2 m sx	± 10 mm
Quadratura dim 2 m - 4 m sx	± 15 mm
Quadratura dim ≥ 4 m sx	± 20 mm
Quadratura dim ≤ 2 m dx	± 10 mm
Quadratura dim 2 m - 4 m dx	± 15 mm
Quadratura dim ≥ 4 m dx	± 20 mm
Quadratura dim ≤ 2 m f-r	± 10 mm
Quadratura dim 2 m - 4 m f-r	± 15 mm
Quadratura dim ≥ 4 m f-r	± 20 mm
Planarità	≤ 10 mm
Fessurazione	≤ 0,15 mm



Allegato B: Fascicolo di calcolo

Introduzione

Sistemi di riferimento

Le coordinate, i carichi concentrati, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto.

I carichi in coordinate locali e le sollecitazioni delle ASTE sono riferite ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel nodo iniziale dell'asta;
- asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale;
- immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza. La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale.

Si può immaginare la terna locale di un'asta comunque disposta nello spazio come derivante da quella globale dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asse dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari alla rotazione dell'asta.

In pratica le travi prive di rotazione avranno sempre l'asse Z rivolto verso l'alto e l'asse Y nel piano del solaio, mentre i pilastri privi di rotazione avranno l'asse Y parallelo all'asse Y globale e l'asse Z parallelo ma controverso all'asse X globale. Da notare quindi che per i pilastri la "base" è il lato parallelo a Y.

Le sollecitazioni ed i carichi in coordinate locali negli ELEMENTI BIDIMENSIONALI e nei MURI sono riferiti ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel primo nodo dell'elemento;
- asse X coincidente con la congiungente il primo ed il secondo nodo dell'elemento;
- asse Y definito come prodotto vettoriale fra il versore dell'asse X e il versore della congiungente il primo e il quarto nodo. Asse Z a formare con gli altri due una terna destrorsa.

Praticamente un elemento verticale con l'asse X locale coincidente con l'asse X globale ha anche gli altri assi locali coincidenti con quelli globali.

Rotazioni e momenti

Seguendo il principio adottato per tutti i carichi che sono positivi se CONTROVERSI agli assi, anche i momenti concentrati e le rotazioni impresse in coordinate globali risultano positivi se CONTROVERSI al segno positivo delle rotazioni. Il segno positivo dei momenti e delle rotazioni è quello orario per l'osservatore posto nell'origine: X ruota su Y, Y ruota su Z, Z ruota su X. In pratica è sufficiente adottare la regola della mano destra: col pollice rivolto nella direzione dell'asse, la rotazione che porta a chiudere il palmo della mano corrisponde al segno positivo.

Normativa di riferimento

La normativa di riferimento è la seguente:

- Legge n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. del 24/1/1986 - Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.
- Legge n. 1086 del 5/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. del 14/2/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. del 16/1/1996 - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare n. 21745 del 30/7/1981 - Legge n. 219 del 14/5/1981 - Art. 10 - Istruzioni relative al rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma.
- Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20/6/1977 - Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura.
- D.M. del 20/11/1987 - Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-85 del 18/4/1985 - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Circolare n. 65 del 10/4/1997 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/1/1996.
- Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno.
- DIN 1052 - Metodi di verifica per il legno.
- D.M. del 17/1/2018 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare n. 7 del 21/1/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Documento Tecnico CNR-DT 200 R1/2012 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.

Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze : m
- forze : daN
- masse : kg
- temperature : gradi centigradi
- angoli : gradi sessadecimali o radianti

ELENCO VINCOLI NODI

Simbologia

Vn = Numero del vincolo nodo

Comm. = Commento

Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato, E=elastico)

Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato, E=elastico)

Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato, E=elastico)

Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata, E=elastica)

Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata, E=elastica)

Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata, E=elastica)

RL = Rotazione libera

Lx = Lunghezza (dir. X locale)

Lz = Larghezza (dir. Z locale)

Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Lx	Lz	Kt	Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Lx	Lz	Kt
		<m> <m> <m> <daN/cmcm>												<m> <m> <daN/cmcm>									
2	Incastro	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	6		L	B	L	B	L	B				
33		L	B	B	B	L	B					34		B	B	L	B	L	B				

ELENCO COSTANTI ELASTICHE NODALI

Simbologia

Nodo = Numero del nodo

Kx = Costante elastica in dir. X

Ky = Costante elastica in dir. Y

Kz = Costante elastica in dir. Z

KRx = Costante elastica intorno all'asse X

KRy = Costante elastica intorno all'asse Y

Nodo	Kx	Ky	Kz	KRx	KRy	Nodo	Kx	Ky	Kz	KRx	KRy												
		<daN/cm> <daN/cm> <daN/cm> <daNm/rad> <daNm/rad>												<daN/cm> <daN/cm> <daN/cm> <daNm/rad> <daNm/rad>									



ELENCO NODI

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
X = Coordinata X del nodo
Y = Coordinata Y del nodo
Z = Coordinata Z del nodo
Imp. = Numero dell'impalcato
Vn = Numero del vincolo nodo

Table with columns: Nodo, X, Y, Z, Imp., Vn. It lists 331 nodes with their respective coordinates and impalcato/vincolo numbers.

ELENCO MATERIALI

Simbologia

Mat. = Numero del materiale
Comm. = Commento
P = Peso specifico
E = Modulo elastico
G = Modulo elastico tangenziale
n = Coeff. di Poisson
a = Coeff. di dilatazione termica

Table with columns: Mat., Comm., P, E, G, n, a. It lists materials like Calcestruzzo, Materiale fittizio x molle, etc.

ELENCO SEZIONI ASTE

Simbologia

Sez. = Numero della sezione
Comm. = Commento
Tipo = Tipologia
2C = Doppia C lato labbri
2Cdx = Doppia C lato costola
2I = Doppia I
2L = Doppia L lato labbri
2Ldx = Doppia L lato costole
C = Sezione a C
Cdx = C destra
Cir. = Circolare



Cir.c = Circolare cava
 I = Sezione a I
 L = Sezione a L
 Ldx = L destra
 Om. = Omega
 Pg = Pi greco
 Pr = Poligono regolare
 Prc = Poligono regolare cavo
 Pc = Per coordinate
 Ia = Energie assegnate
 R = Rettangolare
 Rc = Rettangolare cava
 T = Sezione a T
 U = Sezione a U
 Ur = U rovescia
 V = Sezione a V
 Vr = V rovescia
 Z = Sezione a Z
 Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata
 Mem. = Membratura
 G = Generica
 T = Trave
 P = Pilastro
 Ver. = Verifica prevista
 N = Nessuna
 C = Cemento armato
 A = Acciaio
 L = Legno
 B = Base
 H = Altezza
 Ma = Numero del materiale
 C = Numero del criterio di progetto
 Crit. C.I. = Criterio di progetto collegamento iniziale
 Crit. C.F. = Criterio di progetto collegamento finale

Sez.	Comm.	Tipo	Mem.	Ver.	B <cm>	H <cm>	Ma	C	Crit. C.I.	Crit. C.F.
1	Sezione 120x30h cm.	R	G	C	120.00	30.00	1	3		
3	Molla piedritti sez. 3x3 cm (piedritti).	R	G	N	3.00	3.00	8			
6	Sezione 120x30h cm.	R	G	C	120.00	30.00	1	3		

ELENCO VINCOLI ASTE

Simbologia

Va = Numero del vincolo asta
 Comm. = Commento
 Tipo = Tipologia
 SVI = Definizione di vincolamenti interni
 ELA = Vincolo su suolo elastico alla Winkler
 BIE-RTC = Biella resistente a trazione e a compressione
 BIE-RC = Biella resistente solo a compressione
 BIE-RT = Biella resistente solo a trazione
 Ni = Sforzo normale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tyi = Taglio in dir. Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tzi = Taglio in dir. Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mxi = Momento intorno all'asse X locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myi = Momento intorno all'asse Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzi = Momento intorno all'asse Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Nf = Sforzo normale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tyf = Taglio in dir. Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tzf = Taglio in dir. Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mxf = Momento intorno all'asse X locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myf = Momento intorno all'asse Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzf = Momento intorno all'asse Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Va	Comm.	Tipo	Ni	Tyi	Tzi	Mxi	Myi	Mzi	Nf	Tyf	Tzf	Mxf	Myf	Mzf	Kt
1	Inc+Inc	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
31		BIE-RC													

ELENCO ASTE

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 Sez. = Numero della sezione
 Va = Numero del vincolo asta
 Par. = Numero dei parametri aggiuntivi
 Rot. = Rotazione
 FF = File fisso
 Dy1 = Scost. filo fisso Y1
 Dy2 = Scost. filo fisso Y2
 Dz1 = Scost. filo fisso Z1
 Dz2 = Scost. filo fisso Z2
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot. <grad>	FF <cm>	Dy1 <cm>	Dy2 <cm>	Dz1 <cm>	Dz2 <cm>	Kt <daN/cm>
0	-3	-17	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-29	-30	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-17	-31	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-30	-31	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-317	-315	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-340	-328	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-341	-329	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-342	-330	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-314	-307	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-338	-325	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-337	-326	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-339	-327	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-311	-308	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-233	-234	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-234	-235	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-235	-236	6	1			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-235	-250	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-236	-237	6	1			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-250	-264	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-237	-238	6	1			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-238	501	6	1			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-12	-26	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-26	-63	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-64	-63	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-65	-64	1				0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-316	-318	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-334	-348	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-335	-347	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-336	-346	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-309	-313	3	31			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00



0 -331 -343	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -332 -344	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -333 -345	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -310 -312	3 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 502 -242	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -242 -243	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -243 -244	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -244 -245	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -245 -246	1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -245 -259	1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -246 -247	1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
0 -259 -273	1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -31 -68	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -68 -82	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -82 -96	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -96 201	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 201 -315	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -315 -115	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -115 -119	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -119 -123	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -123 -127	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -127 -131	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -131 -328	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -328 -329	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -329 -330	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -330 -307	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -307 -325	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -325 -326	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -326 -327	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -327 -308	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -308 -159	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -159 -163	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -163 -167	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -167 -171	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -171 -175	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -175 -179	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -179 301	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 301 -194	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -194 -207	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -207 -221	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
1 -221 -235	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -63 -77	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -77 -91	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -91 -103	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -103 231	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 231 -316	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -316 -116	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -116 -120	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -120 -124	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -124 -128	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -128 -132	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -132 -334	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -334 -335	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -335 -336	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -336 -309	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -309 -331	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -331 -332	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -332 -333	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -333 -310	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -310 -160	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -160 -164	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -164 -168	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -168 -172	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -172 -176	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -176 -180	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -180 331	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 331 -201	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -201 431	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 431 -230	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
31 -230 -245	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
101 101 -82	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
102 -91 102	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
201 232 201	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
202 231 233	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
301 -182 301	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
302 331 -191	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
401 431 -218	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 501 -283	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -283 -284	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -284 -279	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -279 -239	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -239 -350	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -350 -322	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -322 -240	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -240 -321	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -321 -349	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -349 -241	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -241 -280	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -280 -285	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -285 -286	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
501 -286 502	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
701 -122 -123	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
702 -204 -207	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
703 -118 -119	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
704 -114 -115	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
705 -170 -171	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
706 -174 -175	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
712 -158 -159	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
713 -166 -167	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
714 -178 -179	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
715 -162 -163	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
717 -130 -131	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
718 -126 -127	3 31	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -31 -32	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -32 -33	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -33 -34	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -34 32	6 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 32 -287	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -287 -288	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -288 -289	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -289 -290	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -290 -291	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -291 -35	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -35 -36	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -36 -37	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -37 -38	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -38 -39	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -39 -40	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -40 -41	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -41 -42	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -42 -43	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -43 -44	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -44 -45	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -45 -46	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -46 -47	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -48 -47	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -49 -48	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -50 -49	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -51 -50	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -52 -51	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -53 -52	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -54 -53	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -55 -54	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00
719 -56 -55	1 1	0.00 55 0.00 0.00 0.00 0.00



Table with 4 columns of numerical data representing load conditions for various points (404, 503, 504).

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI:

Simbologia

- CCE = Numero della condizione di carico elementare
Comm. = Commento
Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
Sic. = Contributo alla sicurezza
F = a favore
S = a sfavore
A = ambigua
Var. = Tipo di variabilita
B = di base
I = indipendente
A = ambigua
s = Coeff. di riduzione (T.A. o S.L. D.M. 96)
Dir. = Direzione del vento
Tipo = Tipologia di pressione vento
M = Massimizzata
E = Esterna
I = Interna
Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

Condizioni di carico elementari

Table with columns: CCE, Comm., Tipo CCE, Sic., Var., s, Dir., Tipo, Mx, My, Mz, Jpx, Jpy, Jpz. Lists 9 load conditions.

ELENCO CARICHI ASTE

CONDIZIONE DI CARICO 1: Peso proprio strutture.

ELENCO PESO PROPRIO ASTE

Simbologia

- Sez. = Numero della sezione
Comm. = Commento
A = Area
Mat. = Materiale
P = Peso specifico
PL = Peso specifico a metro lineare

Table with columns: Sez., Comm., A, Mat., P, PL. Lists 3 load conditions for beams.

CONDIZIONE DI CARICO 2: Pressione del terreno sul traverso superiore - r=95 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Simbologia

- Asta = Numero dell'asta
N1 = Nodo iniziale
N2 = Nodo finale
E = Elemento provenienza del carico
S = Solai
T = Tamponatura
NE = Numero elemento di provenienza del carico
T = Tipo di carico
QA = Primo carico accidentale
QA2 = Secondo carico accidentale
QA3 = Terzo carico accidentale
QPS = Carico permanente strutturale
QPN = Carico permanente non strutturale
VE = Vento
M = Manuale
DC = Direzione del carico
XG, YG, ZG = secondo gli assi globali
XL, YL, ZL = secondo gli assi locali
Xi = Distanza iniziale
Qi = Carico iniziale
Xf = Distanza finale
Qf = Carico finale

Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. Lists distributed load conditions.

CONDIZIONE DI CARICO 3: Spinta laterale del terreno su piedritti r=95 cm.

CARICHI DISTRIBUITI



Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. It lists structural load data for various points across two sections.

CONDIZIONE DI CARICO 4: Carico permanente agente sul traverso inferiore (pavimentazione).

CARICHI DISTRIBUITI

Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. It lists distributed load data for the bottom cross-section.

CONDIZIONE DI CARICO 5: Effetto carichi mobili qik su traverso inf. (carico folla).

CARICHI DISTRIBUITI

Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. It lists distributed load data for the bottom cross-section under mobile load effects.

CONDIZIONE DI CARICO 6: Effetto carichi mobili qik LM71-SW0/2 su traverso sup. r=80/85 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. It lists distributed load data for the top cross-section under mobile load effects.

CONDIZIONE DI CARICO 7: Incremento spinta su piedritti per effetto carichi mobili LM71-SW0/2 qik r=80/85 cm.



CARICHI DISTRIBUITI

Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. It contains two columns of data for distributed loads, with values for Qi and Qf in daN/m and Xi in cm.

CONDIZIONE DI CARICO 8: Azione sismica in dir. X.

CARICHI DISTRIBUITI

Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. It contains two columns of data for distributed loads under seismic action, with values for Qi and Qf in daN/m and Xi in cm.

CONDIZIONE DI CARICO 9: Azione sismica in dir. Z.

CARICHI DISTRIBUITI

Table with columns: Asta, N1, N2, E, NE, T, DC, Xi, Qi, Xf, Qf. It contains two columns of data for distributed loads under seismic action in direction Z, with values for Qi and Qf in daN/m and Xi in cm.



0 502 -242 - -- M ZG 0.00 714.00 0.06 714.00	0 -242 -243 - -- M ZG 0.00 714.00 0.06 714.00
0 -243 -244 - -- M ZG 0.00 714.00 0.07 714.00	0 -244 -245 - -- M ZG 0.00 714.00 0.07 714.00
0 -245 -246 - -- M ZG 0.00 714.00 0.07 714.00	0 -245 -259 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00
0 -246 -247 - -- M ZG 0.00 714.00 0.07 714.00	0 -259 -273 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00
1 -31 -68 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00	1 -68 -82 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00
1 -82 -96 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00	1 -96 201 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00
1 201 -315 - -- M ZG 0.00 127.00 0.14 127.00	1 -315 -115 - -- M ZG 0.00 127.00 0.14 127.00
1 -115 -119 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -119 -123 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -123 -127 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -127 -131 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -131 -328 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -328 -329 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -329 -330 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -330 -307 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -307 -325 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -325 -326 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -326 -327 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -327 -308 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -308 -159 - -- M ZG 0.00 127.00 0.14 127.00	1 -159 -163 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -163 -167 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -167 -171 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -171 -175 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	1 -175 -179 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
1 -179 301 - -- M ZG 0.00 127.00 0.12 127.00	1 301 -194 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00
1 -194 -207 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00	1 -207 -221 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00
1 -221 -235 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00	31 -63 -77 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00
31 -77 -91 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00	31 -91 -103 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00
31 -103 231 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00	31 231 -316 - -- M ZG 0.00 127.00 0.14 127.00
31 -316 -116 - -- M ZG 0.00 127.00 0.14 127.00	31 -116 -120 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -120 -124 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -124 -128 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -128 -132 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -132 -338 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -334 -335 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -335 -336 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -336 -309 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -309 -331 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -331 -332 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -332 -333 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -333 -310 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -310 -160 - -- M ZG 0.00 127.00 0.14 127.00
31 -160 -164 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -164 -168 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -168 -172 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -172 -176 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00
31 -176 -180 - -- M ZG 0.00 127.00 0.13 127.00	31 -180 331 - -- M ZG 0.00 127.00 0.12 127.00
31 331 -201 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00	31 -201 431 - -- M ZG 0.00 127.00 0.06 127.00
31 431 -230 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00	31 -230 -245 - -- M ZG 0.00 127.00 0.07 127.00
501 501 -283 - -- M ZG 0.00 714.00 0.27 714.00	501 -283 -284 - -- M ZG 0.00 714.00 0.24 714.00
501 -284 -279 - -- M ZG 0.00 714.00 0.35 714.00	501 -279 -239 - -- M ZG 0.00 714.00 0.24 714.00
501 -239 -350 - -- M ZG 0.00 714.00 0.26 714.00	501 -350 -322 - -- M ZG 0.00 714.00 0.35 714.00
501 -322 -240 - -- M ZG 0.00 714.00 0.17 714.00	501 -240 -321 - -- M ZG 0.00 714.00 0.17 714.00
501 -321 -349 - -- M ZG 0.00 714.00 0.35 714.00	501 -349 -241 - -- M ZG 0.00 714.00 0.36 714.00
501 -241 -280 - -- M ZG 0.00 714.00 0.14 714.00	501 -280 -285 - -- M ZG 0.00 714.00 0.35 714.00
501 -285 -286 - -- M ZG 0.00 714.00 0.23 714.00	501 -286 502 - -- M ZG 0.00 714.00 0.26 714.00
719 -31 -32 - -- M ZG 0.00 613.00 0.07 613.00	719 -32 -33 - -- M ZG 0.00 613.00 0.07 613.00
719 -33 -34 - -- M ZG 0.00 613.00 0.06 613.00	719 -34 -32 - -- M ZG 0.00 613.00 0.06 613.00
719 -32 -287 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -287 -288 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -288 -289 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -289 -290 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -290 -291 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -291 -35 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -35 -36 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -36 -37 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -37 -38 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -38 -39 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -39 -40 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -40 -41 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -41 -42 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -42 -43 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -43 -44 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -44 -45 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -45 -46 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -46 -47 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -48 -47 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -49 -48 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -50 -49 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -51 -50 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -52 -51 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00	719 -53 -52 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -54 -53 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -55 -54 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -56 -55 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -57 -56 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -58 -57 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -59 -58 - -- M ZG 0.00 613.00 0.11 613.00
719 -296 -59 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -295 -296 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -294 -295 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -293 -294 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -292 -293 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00	719 -33 -292 - -- M ZG 0.00 613.00 0.10 613.00
719 -60 33 - -- M ZG 0.00 613.00 0.06 613.00	719 -61 -60 - -- M ZG 0.00 613.00 0.06 613.00
719 -62 -61 - -- M ZG 0.00 613.00 0.07 613.00	719 -63 -62 - -- M ZG 0.00 613.00 0.07 613.00

ELENCO CARICHI ELEMENTI BIDIMENSIONALI
ELENCO PESO PROPRIO BIDIMENSIONALI

Simbologia

- Tb = Numero del tipo muro/elemento bidimensionale
- Comm. = Commento
- Spess. = Spessore
- Mat. = Materiale
- P = Peso specifico
- PQ = Peso specifico per unità di superficie

Tb	Comm.	Spess. <cm>	Mat.	P <daN/mc>	PQ <daN/mq>

1	Nodi d'angolo rigidi dello scatolare sp. 120 cm.	120.00	Calcestruzzo	2500.00	3000.00

PARAMETRI DI CALCOLO

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con:
ModeSt ver. 8.20, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:
Xfinest ver. 2019, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

- Tipo di normativa: stati limite D.M. 18
- Tipo di calcolo: calcolo statico
- Vincoli esterni: Considera sempre vincoli assegnati in modellazione
- Schematizzazione piani rigidi: nessun impalcato rigido
- Modalità di recupero masse secondarie: mantenere sul nodo masse e forze relative

- Generazione combinazioni
- Lineari: No
 - Valuta spostamenti e non sollecitazioni: No
 - Numero step intermedi: 0
 - Salva risultati intermedi: No
 - Buckling: No

- Opzioni di calcolo
- Non sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali
 - Calcolo con offset rigidi dai nodi: No
 - Uniformare i carichi variabili: No
 - Massimizzare i carichi variabili: No
 - Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente

- Opzioni del solutore
- Tipo di elemento bidimensionale: QF46
 - Calcolo sforzo nei nodi: Si
 - Analisi dinamica con metodo di Lanczos: No
 - Trascura deformabilità a taglio delle aste: Si
 - Check sequenza di Sturm: Si
 - Analisi non lineare con Newton modificato: No
 - Usa formulazione secante per buckling: No
 - Trascura buckling torsionale: No
 - Opzioni aggiuntive per analisi non lineari in presenza di elementi bidimensionali con comportamento Drucker-Prager:
 - OPTION PARAM CONV=E
 - OPTION PARAM RESNORM=1.E-8
 - OPTION PARAM AUTO_INCREMENT=YES
 - OPTION PARAM LINE_SEARCHES=YES
 - OPTION PARAM BGINCRS=1.0
 - OPTION PARAM AVINCRS=1.0

- Dati struttura
- Edificio esistente: No
 - Tipo di opera: Opera ordinaria
 - Vita nominale VN: 50.00
 - Classe d'uso: Classe IV
 - Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici: No



- Genera stati limite per verifiche di resistenza al fuoco: No

AMBIENTI DI CARICO:

Simbologia

N = Numero
 Comm. = Commento
 1 = Peso proprio strutture.
 2 = Pressione del terreno sul traverso superiore - r=95 cm.
 3 = Spinta laterale del terreno su piedritti r=95 cm.
 4 = Carico permanente agente sul traverso inferiore (pavimentazione).
 5 = Effetto carichi mobili q_{ik} su traverso inf. (carico folla).
 6 = Effetto carichi mobili q_{ik} LM71-SW0/2 su traverso sup. r=80/85 cm.
 7 = Incremento spinta su piedritti per effetto carichi mobili LM71-SW0/2 q_{ik} r=80/85 cm.
 8 = Azione sismica in dir. X.
 9 = Azione sismica in dir. Z.
 F = azioni orizzontali convenzionali
 SLU = Stato limite ultimo
 SLR = Stato limite per combinazioni rare
 SLF = Stato limite per combinazioni frequenti
 SLQ/D = Stato limite per combinazioni quasi permanenti o di danno
 S = Si
 N = No

N	Comm.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	Calcolo statico	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S

ELENCO COMBINAZIONI DI CARICO SIMBOLICHE:

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Comm. = Commento
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

CC	Comm.	TCC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	g	max	g	max	g	max	g	max	g	max
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	1	1	y1	y1	y1	y1	1	1	1	
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	1	1	y2	y2	y2	y2	1	1	1	

Genera le combinazioni con un solo carico di tipo variabile come di base: No

Considera sollecitazioni dinamiche con segno dei modi principali: No

COMBINAZIONI DELLE CCE:

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Comm. = Commento
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

An. = Tipo di analisi
 L = Lineare
 NL = Non lineare
 Bk = Buckling
 S = Si
 N = No

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Amb. 0 (SLV)	SLU	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.30
2		SLU	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	1.00	0.30
3		SLU	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.30	1.00
4		SLU	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.30	1.00
5	Amb. 1 (SLU)	SLU	NL	N	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
6		SLU	NL	N	1.35	1.50	1.50	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00
7		SLU	NL	N	1.35	1.50	1.50	1.50	0.00	1.45	1.45	0.00	0.00
8		SLU	NL	N	1.35	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
9	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10		SLE R	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
11		SLE R	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
12		SLE R	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
13	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14		SLE F	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00
15		SLE F	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00
16		SLE F	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00
17	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	NL	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC1 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00

STEP DI CARICO CC2 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare



CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
T7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
T8	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00

STEP DI CARICO CC3 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
T7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00

STEP DI CARICO CC4 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
T7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
T8	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00

STEP DI CARICO CC5 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
T7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
T8	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00

STEP DI CARICO CC6 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC7 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC8 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC9 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE 1 2 3 4 5 6 7 8 9

T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



T3 1.00 1.00 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
T4 1.00 1.00 1.00 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
T5 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00

STEP DI CARICO CC10 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC11 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC12 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC13 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC14 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC15 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
T6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC16 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T3	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

STEP DI CARICO CC17 :

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare

CCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-----	---	---	---	---	---	---	---	---	---



T0 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
T1 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
T2 1.00 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
T3 1.00 1.00 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
T4 1.00 1.00 1.00 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

SPOSTAMENTI_DEI_NODI:

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
Sx = Spostamento in dir. X
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
SILC = Stato limite di prevenzione del collasso
SIO = Stato limite di operatività
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
Sy = Spostamento in dir. Y
Sz = Spostamento in dir. Z
Rx = Rotazione intorno all'asse X
Ry = Rotazione intorno all'asse Y
Rz = Rotazione intorno all'asse Z

I valori degli spostamenti nodali per CC di tipo sismico sono amplificati come da normativa

Table with columns: Nodo, Sx, CC, TCC, Sy, CC, TCC, Sz, CC, TCC, Rx, CC, TCC, Ry, CC, TCC, Rz, CC, TCC. It lists displacement and rotation values for various nodes (e.g., -350 Max, -350 Min, etc.) under different load combinations and states.



Table with columns for Max/Min values and various SLU, SLE, and SLD codes. Includes a list of reaction types (Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz) and their corresponding CC, TCC, and <daN> values.

Min = -0,25

Max = 0,10

REAZIONI VINCOLARI

Simbologia

Nodo = Numero del nodo

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLI = Stato limite di resistenza al fuoco

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

Fx = Reazione vincolare (forza) in dir. X

Fy = Reazione vincolare (forza) in dir. Y

Fz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z

Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X

My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y

Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Main table with columns: Nodo, CC, TCC, Fx <daN>, CC, TCC, Fy <daN>, CC, TCC, Fz <daN>, CC, TCC, Mx <daNm>, CC, TCC, My <daNm>, CC, TCC, Mz <daNm>. Contains numerical data for various nodes and combinations.



Table with columns for load type (Max/Min), position (SLE R), and numerical values. Includes various load cases like -11 Max 2 SLU, -11 Min 12 SLE R, etc.

SOLLECITAZIONI ASTE

Simbologia

- Asta = Numero dell'asta
N1 = Nodo1
N2 = Nodo2
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
N = Sforzo normale
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Ty = Taglio in dir. Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Tz = Taglio in dir. Z
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Table with columns for Asta, N1, N2, X, N, CC, Ty, Mz, Tz, My, Mx. Contains detailed load data for various combinations.



Table with columns for station ID, direction, wind speed, and various meteorological parameters. It lists data for stations 719-54 through 719-175.

Table with columns for station ID, direction, wind speed, and various meteorological parameters. It lists data for stations Asta N1 through Asta N179.



Allegato C: Schema grafico per carpenterie e armature scatolare

PREFABBRICATORE: PREFABBRICATI LP srl - DIECIMO (LU)

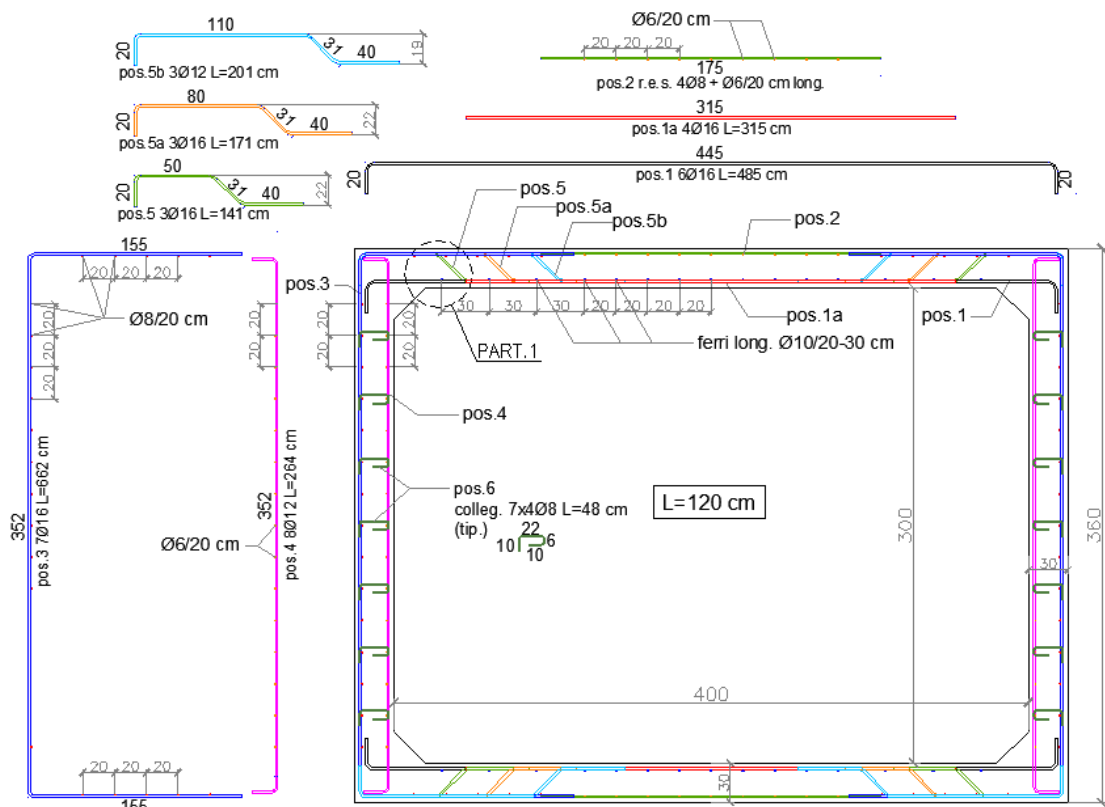
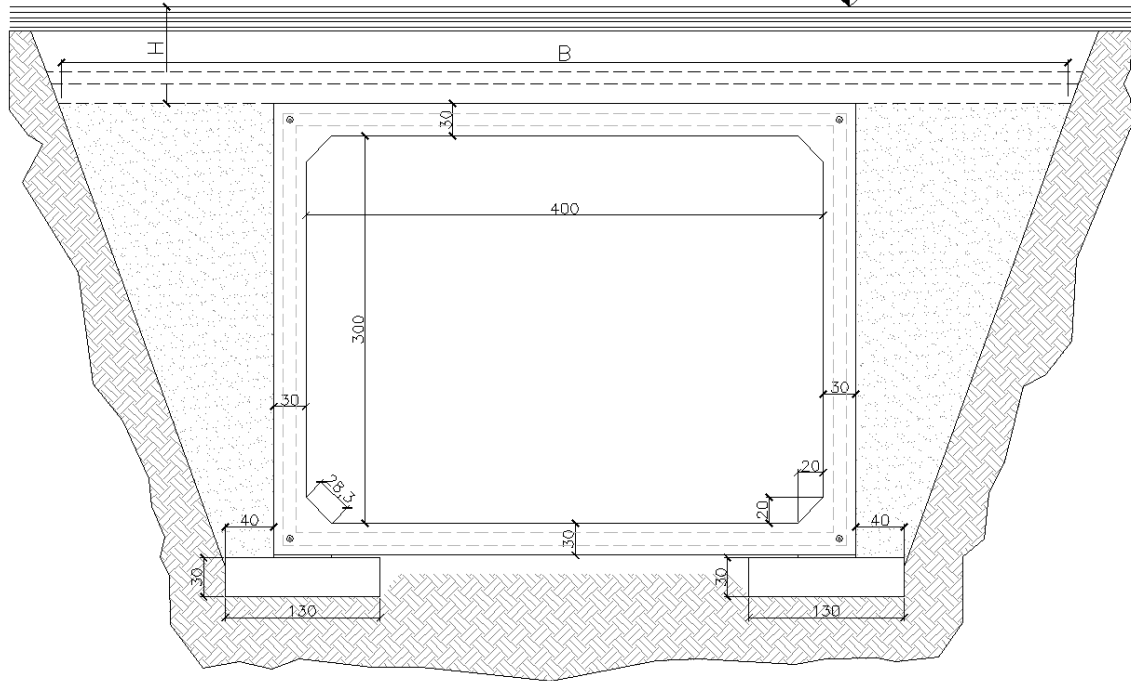
SCATOLARE sezione interna 400x300hx120Lx30s cm

B (larghezza min. di scavo o posa in rilevato) = 8,50 m

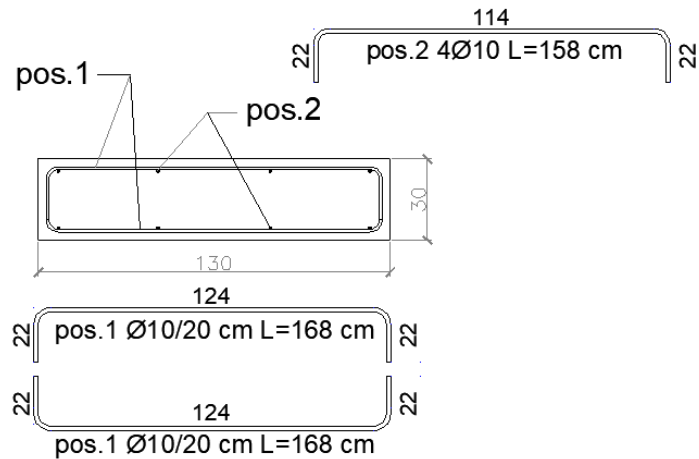
H (altezza ricoprimento) = 0,95 m

SCHEMA GRAFICO DI POSA IN OPERA

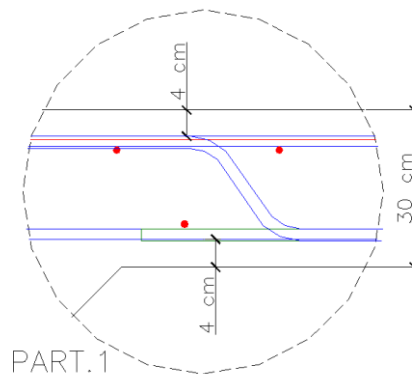
Carichi da PONTE FERROVIARIO



N.B.: Distribuire le armature in modo uniforme longitudinalmente lungo tutto l'elemento.



Carpenteria e Armatura slitta di fondazione



Materiali:

- CALCESTRUZZO C45/55.
- ACCIAIO TIPO B450C.

Peso manufatto:

- Peso di un elemento = 13920 kg.

Note:

Per la movimentazione e lo stoccaggio del manufatto attenersi all'istruzione contenuta nel Manuale Qualità aziendale della società Prefabbricati LP.

