

RTI Progettisti:

SYSTRA

SOTECNI
SYSTRA GROUP

architector
engineering

AEGIS
CANTARELLI + PARTNERS

STUDIO MATTIOLI
Ambiente - Ingegneria - Energia

cooperativa archeologia

PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

RIMESSA TRAM CAPOLINEA CASTEL MAGGIORE Progetto strutturale Rimessa Tram Relazione di calcolo

COMUNE DI BOLOGNA
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE
ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO
ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ing. Barbara Baraldi
arch. Virginia Borrello
ing. Giulio Cimbali
geom. Agnese Fero
ing. Stefania Guadagnini
geom. Luciano Notte
ing. Lisa Ombra
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI
ING. STEFANO TORTELLA
SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO
ING. MAURIZIO FALZEA

GEOLOGIA E GEOTECNICA
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	D15	STR	RT	01	A	B381C-D-X00-D15-STR-RT-01-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
B					
C					
D					

Indice

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE	2
2. CRITERI DI VERIFICA	4
3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO.....	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4.1 DURABILITÀ.....	5
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
6. ANALISI DEI CARICHI.....	7
6.1 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO	9
6.2 COMBINAZIONI DI CARICO	10
7. METODO DI CALCOLO	13
8. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI	13
8.1 MODI DI VIBRARE	14
8.2 VERIFICHE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	16
8.3 VERIFICHE ALLO SLD	18
9. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	19
10. VERIFICHE DEI NODI	26
10.1 NODO DI COLLEGAMENTO TRA HEA260 E PILASTRO IN CLS	26
11. VERIFICHE DI RESISTENZA OPERE DI FONDAZIONE.....	37
12. VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI.....	39
12.1 CAPACITÀ PORTANTE	41
12.2 CEDIMENTI.....	42
13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	44

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE

Trattasi della realizzazione di nuovo edificio monopiano all'interno dell'area della rimessa tram in prossimità del capolinea di Castel Maggiore, costituito da platea di fondazione sp.50cm e ringrossi in corrispondenza dei pilastri di spessore totale 100cm, pilastri sismoresistenti in c.a. con sezione 50x50cm e 60x80cm e solaio in lamiera grecata di tipo hi-bond, sorretto da travi in acciaio-calcestruzzo.

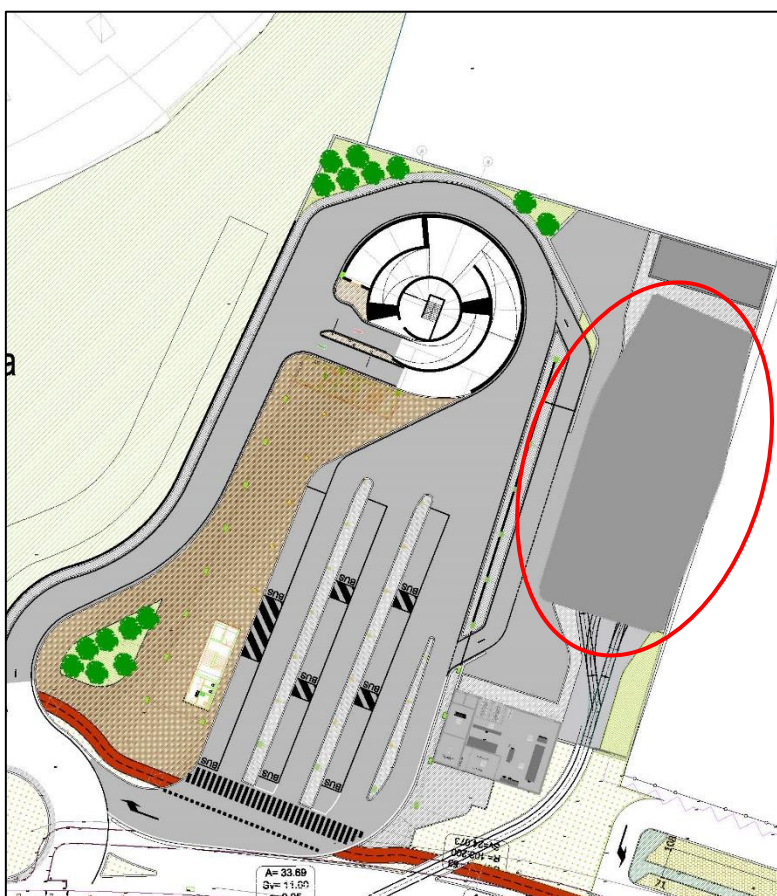


Fig. 1 – Individuazione dell'edificio di nuova costruzione

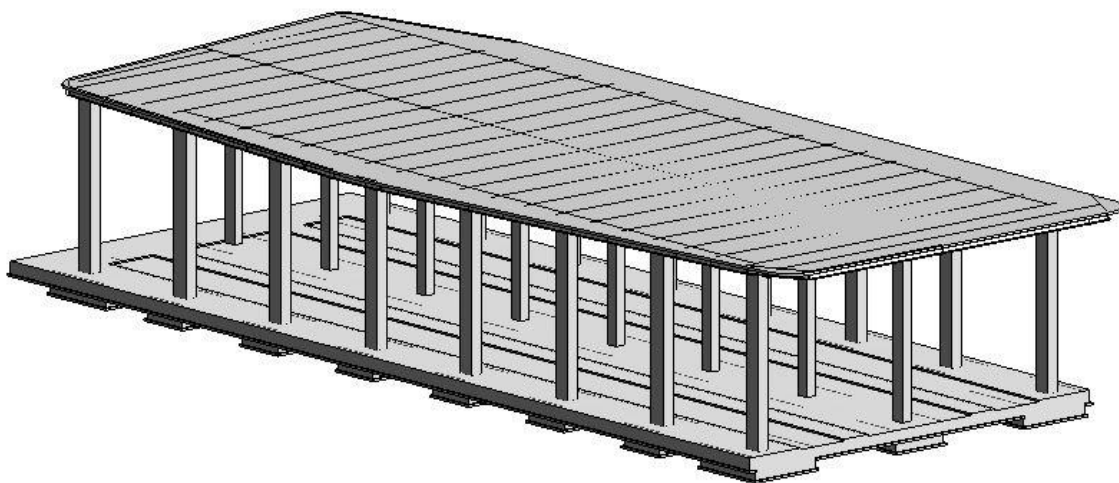


Fig. 2 – Deposito ausiliario Pilastro ricovero mezzi 3d

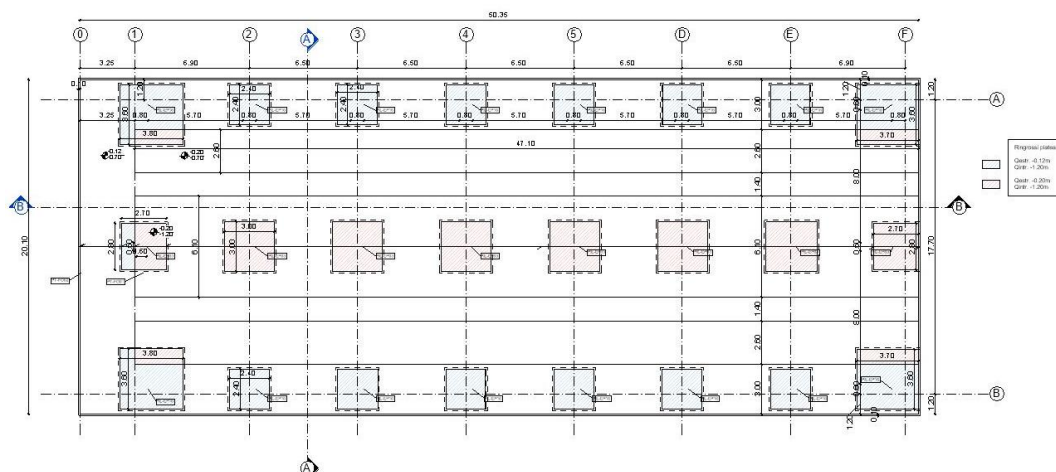


Fig. 3 – Pianta fondazioni

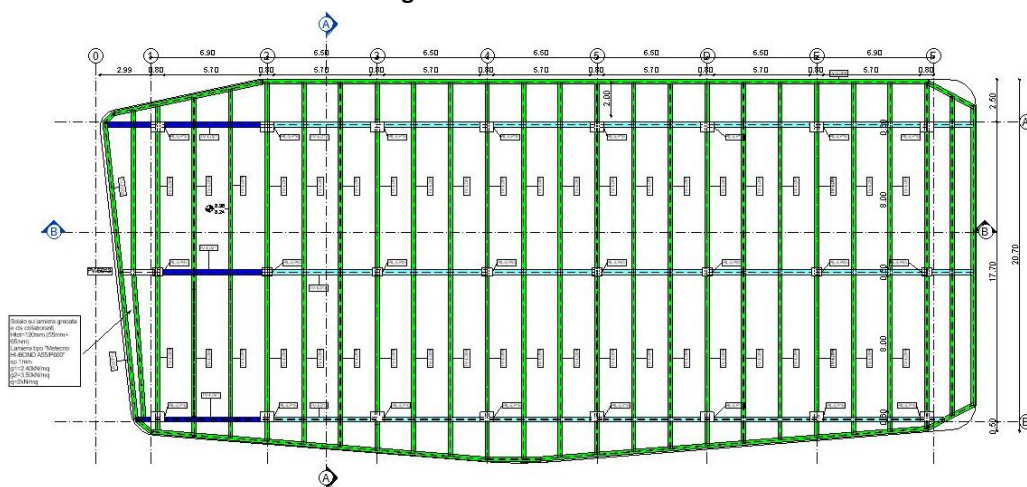


Fig. 4 – Pianta copertura

Oggetto della seguente relazione è il calcolo della struttura portante a servizio del nuovo edificio di cui sopra. La struttura è realizzata in calcestruzzo armato; in particolare, da un punto di vista strutturale, si è ricorsi ad uno schema a telaio con travi e pilastri prefabbricati, solaio in lamiera grecata hi-bond (A55/P600) e fondazioni con platea di spessore sp.50cm e ringrossi in corrispondenza dei pilastri di spessore totale 100cm

La tipologia strutturale è riconducibile a “Struttura con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati” secondo Tab.7.3.II. A tale tipologia corrisponde in classe di duttilità bassa (CD “B”) un fattore di comportamento q pari a 2,0 (struttura deformabile torsionalmente).

In accordo alla normativa di riferimento, vista la destinazione d’uso dell’edificio in oggetto, si è assunto che lo stesso appartenga alla classe d’uso II ovvero “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti [...]”; la vita nominale V_N dell’opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Vista la destinazione d’uso, gli elementi strutturali sono stati progettati in modo da garantire una resistenza al fuoco R60. Le verifiche di resistenza al fuoco delle strutture in opera sono state condotte in accordo alla normativa vigente.

Scopo della presente è l’illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

2. CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione strutturale si è fatto riferimento alle seguente normativa:

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2/2/1974 n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”;

- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”;
- UNI EN 1992-1-1:2005, “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-1-2:2005, “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”;
- UNI EN 1998-1:2005, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell’edificio in oggetto, si utilizzeranno i seguenti materiali:

Fondazioni

- Calcestruzzo C30/37
- Acciaio da armatura B450C

Elevazioni e solai

- Calcestruzzo C32/40 (pilastri)
- Calcestruzzo C30/37 (solaio)
- Acciaio da armatura B450C
- Acciaio da carpenteria S275 (classe di esecuzione EXC3).

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi in c.c.a., in acciaio e per la struttura in legno sono quelli riportati nel Capitolo 4 del D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”.

Tutti i materiali impiegati nel progetto, soddisfano le caratteristiche ai fini delle prestazioni strutturali antisismiche ai sensi delle D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”, come risulta dalle verifiche riportate nei successivi capitoli.

4.1 Durabilità

La durabilità è intesa come la capacità dell’opera di resistere ai fenomeni aggressivi durante la sua vita utile mantenendo inalterate le funzionalità per la quale è stata

progettata. In particolare, per le costruzioni in c.a. risulta necessaria la definizione della classe di esposizione.

Relativamente alle **opere di fondazione**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C30/37;
- Classe di esposizione: XC2;
- Classe di consistenza: S4.

La struttura in esame è stata associata ad una condizione ambientale **Ordinaria**.

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 75 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa. Si ottiene di conseguenza un valore di copriferro pari a 35 mm.

Relativamente alle **opere in elevazione**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C40/45;
- Classe di esposizione: XC1;
- Classe di consistenza: S4.

La struttura in esame è stata associata ad una condizione ambientale **Ordinaria**.

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 75 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa e, contestualmente, possono essere ridotti di 5 mm (prevedendo controlli di qualità e utilizzo di distanziatori). Si ottiene di conseguenza un valore di copriferro pari a 25 mm.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche del terreno sul quale sorgerà il manufatto si è fatto riferimento a dati ricavati da zone limitrofe. In particolare, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

FACIES	ϕ' [°]	C_u [kg/cm ²]	E_y [kg/cm ²]	D_r %	Mod. Edo [kg/cm ²]	γ [t/m ³]	G [kg/cm ²]	Poisson	k_v (Winkler) [kg/cm ³] (terreni coesivi)	k_v (Winkler) [kg/cm ³] (terreni incoerenti)
A	21,14 22,75	0,50 0,70	40,00 66,00	--	50,64 69,35	1,70 1,90	--	--	3,60	4,22
B	29,60 33,40	--	130,00 166,00	35,66 39,88	87,06 101,25	1,93 2,15	466,78 541,00	0,32 0,35		

6. ANALISI DEI CARICHI

Le analisi dei carichi sono state desunte dai pesi dei vari materiali in accordo alla normativa vigente. I carichi permanenti strutturali e i permanenti non strutturali, per ogni impalcato, sono indicati sulle tavole allegate.

Per quanto riguarda i carichi accidentali si riportano di seguito i valori utilizzati:

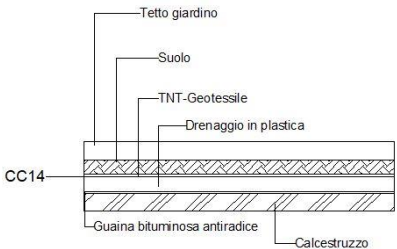
Solaio primo impalcato- copertura

- Solaio in lamiera grecata H=12 cm – $P_p=2.40 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $3,50 \text{ kN/m}^2$
- Var. Q_{cat} . Neve <1.000 m $1,20 \text{ kN/m}^2$

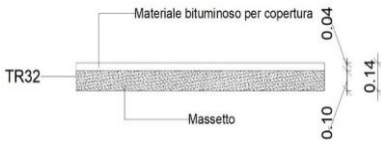
Non sono presenti tamponamenti perimetrali in quanto la struttura è completamente aperta.

Si riportano nel seguito le stratigrafie che sono state considerate per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture.

STRATIGRAFIA COPERTURA			
STRATIGRAFIA CC14			
	Spessore	Densità	Peso
	cm	kN/mc	kN/mq
Suolo	0.08		
TNT geotessile	0.01		1.15
Drenaggio in plastica	0.08		
Guaina bituminosa antiradice	0.008		0.05
Calcestruzzo	0.10	17	1.7
	Tot		2.90



STRATIGRAFIA PIANO TERRA			
STRATIGRAFIA TR29			
	Spessore	Densità	Peso
	cm	kN/mc	kN/mq
Materiale bituminoso	0.04	20	0.8
Massetto	0.10	14	1.4
	Tot		2.20



Il carico permanente che è stato considerato nelle analisi numeriche è pari a 3,00 kN/mq, a favore di sicurezza superiore al valore ricavato dalle analisi dei carichi sopra riportate.

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m³. Il peso proprio degli elementi in acciaio (G1) è stato assunto pari a 78.5 kN/m³.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i} Q_{ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma

Si sono considerati i seguenti coefficienti:

- Categoria A Ambienti ad uso residenziale: $\psi_{2i} = 0.3$
- Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento: $\psi_{2i} = 0.6$
- Categoria F Rimesse e parcheggi: $\psi_{2i} = 0.6$
- Categoria H Coperture: $\psi_{2i} = 0$
- Neve (sotto 1000 m s.l.m.): $\psi_{2i} = 0$

Viene omesso il carico del vento, in quanto risulta predominante il sisma.

6.1 Grado di sismicità e moto sismico

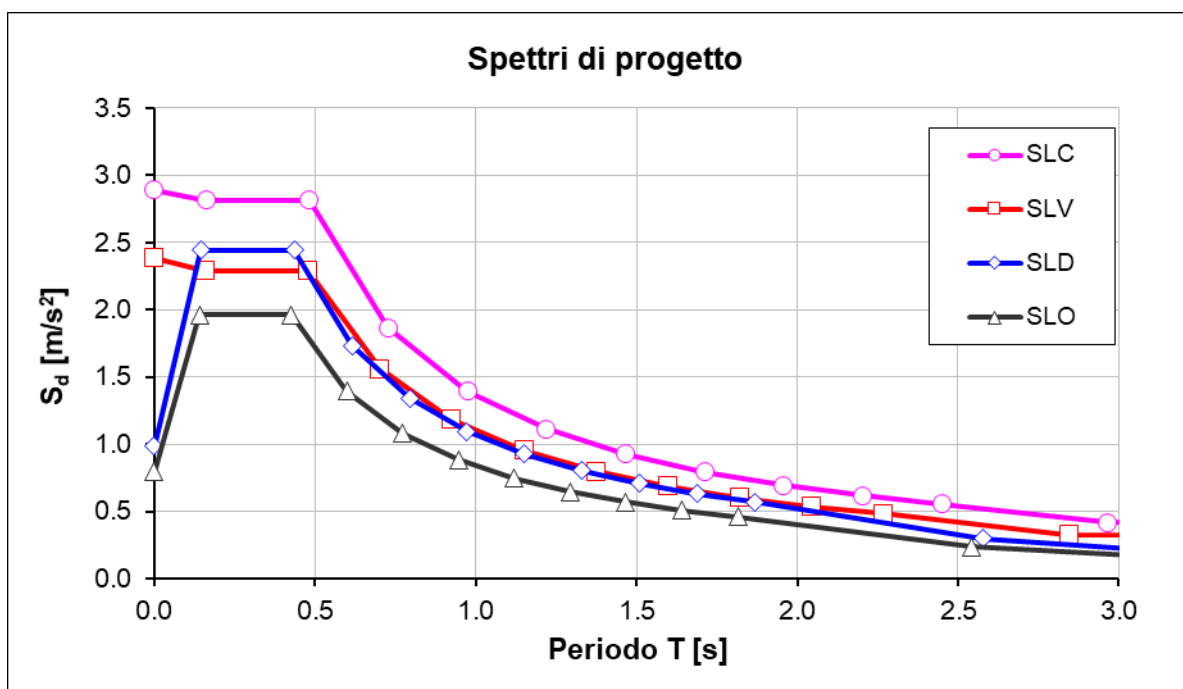
Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al comune di Bologna ed alla tipologia delle opere. Si è assunto un fattore di comportamento q pari ad 2,0, categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)		C
	Categoria topografica (T1,...T4)		T1
	Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V_N [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)		II
	Coefficiente d'uso	C_U	1.0
	Periodo di riferimento	V_R [anni]	50

Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	P_{Vr}	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	T_R [anni]	30	50	475	975

Accelerazione	a_g [m/s ²]	0.528	0.656	1.633	2.082
	a_g/g	0.054	0.067	0.166	0.212
Fattore di amplificazione	F_0	2.478	2.480	2.399	2.433
Periodo in. velocità costante	T_C^* [s]	0.260	0.270	0.310	0.314
Coefficiente di sottosuolo	C_c	1.64	1.62	1.55	1.54
Coeff. di amplif. stratigrafica	S_s	1.50	1.50	1.46	1.39
Coefficiente di sito	S	1.50	1.50	1.46	1.39
Periodi	T_B [s]	0.142	0.146	0.160	0.161
	T_C [s]	0.426	0.437	0.479	0.483
	T_D [s]	1.815	1.868	2.266	2.449
Accelerazione massima	a_{max} [m/s ²]	0.791	0.985	2.385	2.894
	a_{max}/g	0.081	0.100	0.243	0.295
Spostamento orizz. max	d_g [mm]	15.3	20.1	64.7	85.5
Velocità orizz. max	v_g [m/s]	0.05	0.07	0.18	0.22



6.2 Combinazioni di carico

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni fondamentali del tipo:

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

essendo

G1: il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G2: il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

Pk: il valore caratteristico della forza di precompressione

Qki: il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

yg1: 1.3 (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

yg2: 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

yp: 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

yq: 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ_{0i} : coefficiente di combinazione definito in accordo a quanto indicato dalla Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In accordo alla normativa di riferimento, poiché i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti, per il coefficiente y_g si adottano i valori 1.3 o 1 se il loro contributo aumenta la sicurezza.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i γ pari a 1 e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ . In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel seguente modo:

- Combinazione rara

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

- Combinazione frequente

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

- Combinazione frequente quasi permanente

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

La combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni è stata effettuata in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3, D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", ovvero

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

essendo "E" l'azione sismica per lo stato limite in esame.

In particolare le componenti spaziali dell'azione sismica considerate saranno combinate mediante la seguente espressione:

$$1,00E_x + 0,3E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Il simbolo "+" ha significato di "combinazione". In accordo alla normativa vigente si è presa in considerazione l'eccentricità accidentale della masse (pari al 5% della dimensione in pianta dell'impalcato, misurata nella direzione ortogonale al sisma considerato).

Vista la geometria della struttura considerata, in accordo alla normativa di riferimento, non si è considerata la componente verticale E_z dell'azione sismica.

Per le verifiche di resistenza al fuoco si è considerata una combinazione di carico eccezionale del tipo:

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

Nella presente, viene omesso il carico del vento, in quanto è predominante il sisma.

7. METODO DI CALCOLO

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano l'edificio in oggetto, si è ricorsi a modelli ad elementi finiti elaborati tramite il software di calcolo Midas/Gen v.2020, release 2.1, licenza n. USGW000288 intestata a Ing. Stefano Tortella.

Il suddetto modello è stato realizzato mediante un insieme di elementi finiti monodimensionali tipo beam.

Le dimensioni di sezioni e spessori assegnati agli elementi rispecchiano le dimensioni riportate nelle tavole esecutive allegate alla presente relazione.

Il comportamento dei materiali è stato assunto essere elastico lineare.

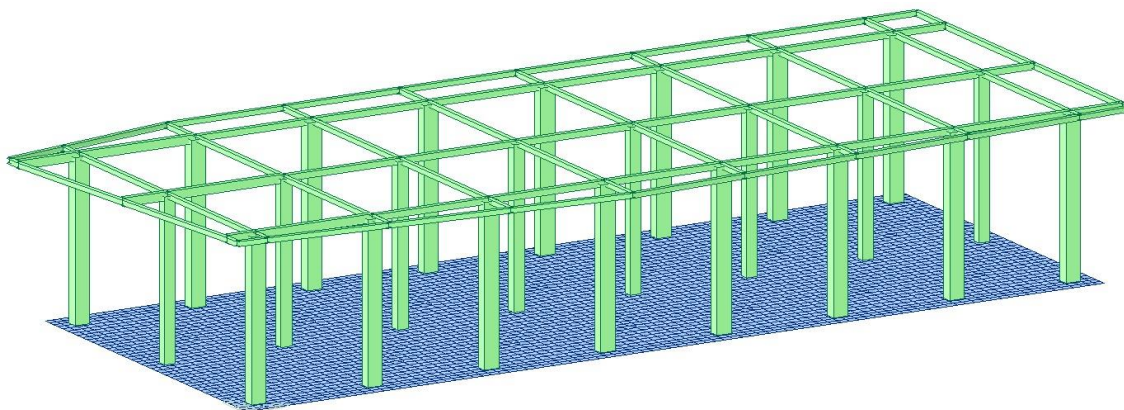


Fig. 5 - Modell ad elementi finiti

Opportuni svincoli interni hanno permesso che il modello numerico fosse congruente con le assunzioni fatte in sede di scelta dello schema strutturale.

Gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano secondo quanto previsto al §7.2.5 – “A meno di specifiche valutazioni e purché [...] con soletta di calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore [...]”-

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano la struttura in oggetto sono state svolte una serie dinamiche multimodali con spettro di risposta, i cui risultati sono stati combinati linearmente. Per la sovrapposizione modale si è utilizzato il metodo CQC (coefficiente di smorzamento viscoso = 5%).

8. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI

8.1 MODI DI VIBRARE

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	6.5537	1.0431	0.9587	0.0000e+000
2	7.1332	1.1353	0.8808	6.9822e-016
3	8.2721	1.3165	0.7596	4.1536e-016

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0010	0.0010	99.8131	99.8131	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1859	0.1859
2	1.1678	1.1688	0.1867	99.9998	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	98.6455	98.8314
3	98.8312	100.0000	0.0002	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.1686	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	0.0092	0.0092	911.4410	911.4410	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	454.2424	454.2424
2	10.6641	10.6733	1.7046	913.1456	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	241045.59	241499.83
3	902.4744	913.1477	0.0021	913.1477	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2855.5841	244355.41

Si riportano nel seguito le immagini relative alla deformate modali associate ai primi tre modi principali.

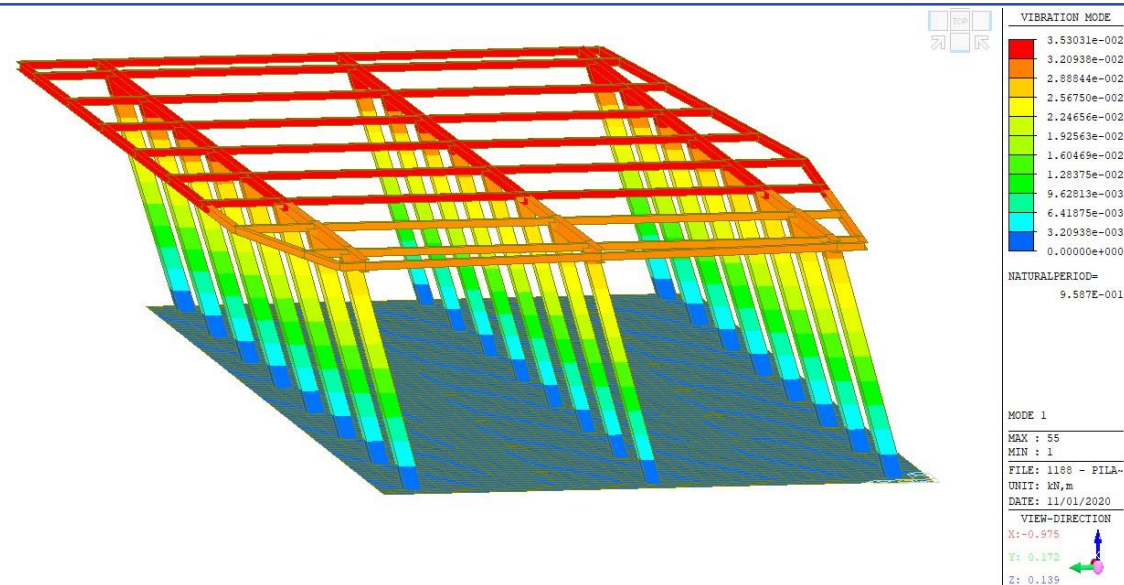


Fig. 6 – Primo modo di vibrare

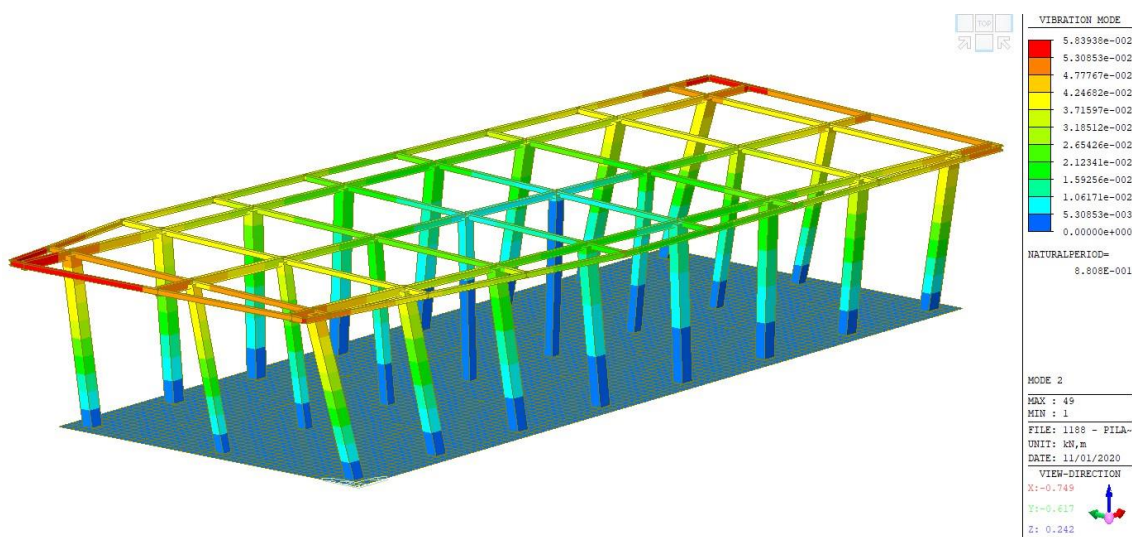


Fig. 7 – Secondo modo di vibrare

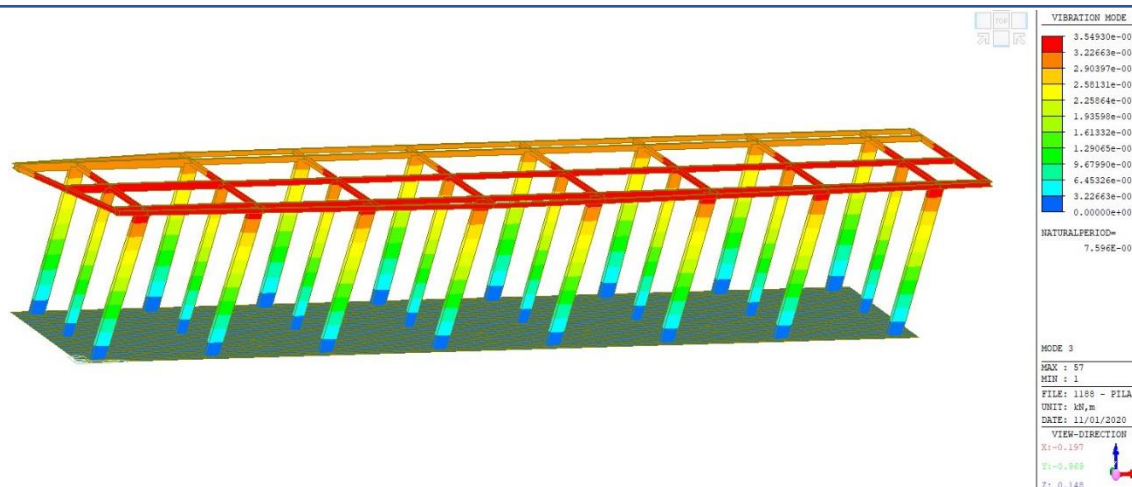


Fig. 8 – Terzo modo di vibrare

8.2 VERIFICHE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0.1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;

- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;

In particolare lo spostamento lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned}$$

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0.05**; tale valore è minore del valore limite **0.10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.3 VERIFICHE ALLO SLD

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di “Rigidezza”, spostamenti laterali della struttura allo stato limite di danno SLD come richiesto al §7.3.6. In particolare, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Essendo le tamponature ricadenti in *“tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (tamponature fragili)”* ed essendo la struttura caratterizzata da una classe d’uso II deve essere rispettata la seguente disequazione:

$$q \cdot dr \leq 0,0050 \cdot h$$

in cui q rappresenta il fattore di comportamento allo SLD, che ne caso in esame risulta essere pari a 1, dr rappresenta lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare secondo il §7.3.3.3 e infine h rappresenta l’altezza del piano considerato.

Nel seguito si riporta la suddetta verifica:

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Cur rent)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.005 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
SLV_1	1F	8.40	1.00	0.0050	41	0.0245	0.0245	0.0029	OK	0.0218	0.0218	1.1238	0.0026	OK
SLV_2	1F	8.40	1.00	0.0050	1	0.0263	0.0263	0.0031	OK	0.0220	0.0220	1.1965	0.0026	OK
SLV_3	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0239	0.0239	0.0028	OK	0.0217	0.0217	1.1031	0.0026	OK
SLV_4	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0243	0.0243	0.0029	OK	0.0217	0.0217	1.1177	0.0026	OK
SLV_5	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0324	0.0324	0.0039	OK	0.0267	0.0267	1.2121	0.0032	OK
SLV_6	1F	8.40	1.00	0.0050	1	0.0329	0.0329	0.0039	OK	0.0267	0.0267	1.2311	0.0032	OK
SLV_7	1F	8.40	1.00	0.0050	15	0.0329	0.0329	0.0039	OK	0.0267	0.0267	1.2321	0.0032	OK
SLV_8	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0290	0.0290	0.0035	OK	0.0266	0.0266	1.0920	0.0032	OK
SLV_9	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0241	0.0241	0.0029	OK	0.0219	0.0219	1.1033	0.0026	OK
SLV_10	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0245	0.0245	0.0029	OK	0.0219	0.0219	1.1173	0.0026	OK
SLV_11	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0238	0.0238	0.0028	OK	0.0216	0.0216	1.1016	0.0026	OK
SLV_12	1F	8.40	1.00	0.0050	15	0.0266	0.0266	0.0032	OK	0.0218	0.0218	1.2205	0.0026	OK
SLV_13	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0307	0.0307	0.0037	OK	0.0267	0.0267	1.1496	0.0032	OK
SLV_14	1F	8.40	1.00	0.0050	1	0.0312	0.0312	0.0037	OK	0.0267	0.0267	1.1688	0.0032	OK
SLV_15	1F	8.40	1.00	0.0050	15	0.0345	0.0345	0.0041	OK	0.0267	0.0267	1.2939	0.0032	OK
SLV_16	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0307	0.0307	0.0037	OK	0.0266	0.0266	1.1556	0.0032	OK
SLV_17	1F	8.40	1.00	0.0050	41	0.0244	0.0244	0.0029	OK	0.0217	0.0217	1.1243	0.0026	OK
SLV_18	1F	8.40	1.00	0.0050	1	0.0262	0.0262	0.0031	OK	0.0219	0.0219	1.1958	0.0026	OK
SLV_19	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0240	0.0240	0.0029	OK	0.0217	0.0217	1.1038	0.0026	OK
SLV_20	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0244	0.0244	0.0029	OK	0.0218	0.0218	1.1193	0.0026	OK
SLV_21	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0322	0.0322	0.0038	OK	0.0265	0.0265	1.2135	0.0032	OK
SLV_22	1F	8.40	1.00	0.0050	1	0.0327	0.0327	0.0039	OK	0.0265	0.0265	1.2331	0.0032	OK
SLV_23	1F	8.40	1.00	0.0050	15	0.0327	0.0327	0.0039	OK	0.0265	0.0265	1.2335	0.0032	OK
SLV_24	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0289	0.0289	0.0034	OK	0.0264	0.0264	1.0930	0.0031	OK
SLV_25	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0240	0.0240	0.0029	OK	0.0218	0.0218	1.1032	0.0026	OK
SLV_26	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0244	0.0244	0.0029	OK	0.0218	0.0218	1.1166	0.0026	OK
SLV_27	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0239	0.0239	0.0028	OK	0.0217	0.0217	1.1011	0.0026	OK
SLV_28	1F	8.40	1.00	0.0050	15	0.0267	0.0267	0.0032	OK	0.0218	0.0218	1.2228	0.0026	OK
SLV_29	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0305	0.0305	0.0036	OK	0.0265	0.0265	1.1504	0.0032	OK
SLV_30	1F	8.40	1.00	0.0050	1	0.0311	0.0311	0.0037	OK	0.0265	0.0265	1.1703	0.0032	OK
SLV_31	1F	8.40	1.00	0.0050	15	0.0343	0.0343	0.0041	OK	0.0265	0.0265	1.2957	0.0032	OK
SLV_32	1F	8.40	1.00	0.0050	33	0.0305	0.0305	0.0036	OK	0.0264	0.0264	1.1571	0.0031	OK
O.P.	1F	8.40	1.00	0.0050	47	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0356	0.0000	OK

9. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

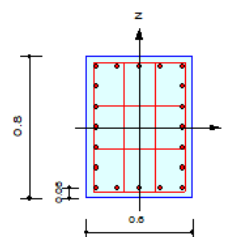
Scopo della presente relazione è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative. Pertanto si riportano di seguito le verifiche strutturali di alcuni elementi strutturali ritenuti significativi. In particolare, si riportano le verifiche dei seguenti elementi:

- Pilastri;
- Travi in acciaio-calcestruzzo;

VERIFICA PILASTRO

1. Design Condition

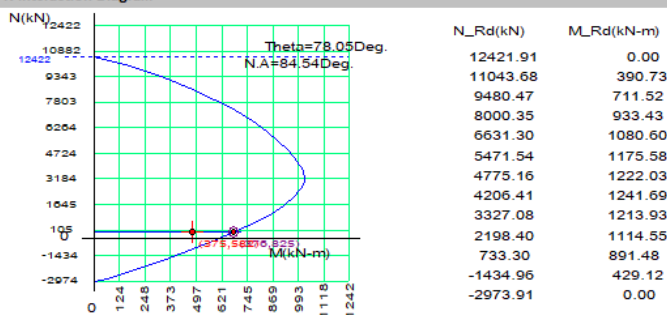
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 24 (PM), 17, 22 (Shear-y,z)
Material Data : fck = 30000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 8.4 m
Section Property : P60x80 (No : 6)
Rebar Pattern : 20 - 7 - P22 Ast = 0.0076 m² (Rho = 0.016)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 16 (I)
Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 12421.9 kN
Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 375.265 / 375.992 = 0.998 < 1.000 O.K.
Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 581.818 / 824.920 = 0.705 < 1.000 O.K.
M_{Edy} / M_{Rdy} = 125.833 / 170.857 = 0.736 < 1.000 O.K.
M_{Edz} / M_{Rdz} = 568.048 / 807.032 = 0.704 < 1.000 O.K.
Normalized Axial Load Ratio Nu_d / 0.65 = 0.049 / 0.650 = 0.076 < 1.000 O.K.

M-N Interaction Diagram



3. Serviceability : Stress Limit Check

Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	-	0.00	0.00
Concrete (Compression)	-	0.00	0.00
Rebar	-	0.00	0.00
Check Linear Creep	*****	*****	*****

VERIFICHE A TAGLIO:

Il taglio sollecitante alla base dei pilastri è stato valutato nel rispetto della gerarchia delle resistenze. In particolare, essendo la struttura concepita come pilastri incastrati alla base e travi incernierate il taglio sollecitante risulta essere pari a:

$$V_{Ed_gerarchia} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}/L$$

In cui γ_{Rd} risulta essere pari a 1,20, M_{Rd} risulta essere pari a $M_{Rd\ y}=981\text{ kNm}$, $M_{Rd\ y}=733\text{ kNm}$ (pilastro rettangolare 60x80cm) e infine la L è pari a 8,40 m.

Il taglio sollecitante da analisi risulta essere pari a :

- $V_{Ed_dir_Y} = 75,34\text{ kN}$;
- $V_{Ed_dir_Z} = 67,93\text{ kN}$.

Il taglio sollecitante risulta essere pari a:

- $V_{Ed\ dir\ Y} = 140,15\text{ kN}$;
- $V_{Ed\ dir\ Z} = 104,71\text{ kN}$.

Si riporta nel seguito il calcolo del taglio resistente nelle due direzioni. Si specifica che in entrambe le direzioni è stato considerato un valore di θ pari a 45° .

TAGLIO direzione Y					
h	80	cm	k	1.52	
c	6	cm	A_{sf}	19.00	cmq
d	74	cm	ρ_L	0.004	
b_w	60	cm	σ_{cp}	0.00	Mpa
			v_{min}	0.33	Mpa
$N_{ferri\ tesi}$	5		α_c	1.00	
$\phi_L\ 1$	22	mm	$\cotg\ \theta$	1.00	
$N_{ferri\ tesi}$	0		$\cotg\ \alpha$	0.00	
$\phi_L\ 2$	12	mm	$sen\ \alpha$	1.00	
n_b	2				
$\phi\ staffe$	10	mm			
Passo s	15	cm			
θ	45	°	V_{Rd}	178.42	KN
α	90	°	$V_{Rd\ min}$	145.59	KN
			V_{Rd}	178.42	KN
N_{sd}	0	KN			
f_{ck}	25	Mpa	V_{Rsd}	272.77	KN
α_{cc}	0.85		V_{Rcd}	1415.25	KN
γ_c	1.50		V_{Rd}	272.77	KN
f_{yk}	450	Mpa			
γ_s	1.15		V_{Sd}	140.15	KN

Fig. 10 – Taglio resistente dir. Y

TAGLIO direzione Z					
h	60	cm	k	1.61	
c	6	cm	A_{sl}	26.60	cmq
d	54	cm	ρ_L	0.006	
b_w	80	cm	σ_{cp}	0.00	Mpa
			v_{min}	0.36	Mpa
$N_{ferri\ tesi}$	7		α_c	1.00	
$\phi_L\ 1$	22	mm	$\cotg\ \theta$	1.00	
$N_{ferri\ tesi}$	0		$\cotg\ \alpha$	0.00	
$\phi_L\ 2$	12	mm	$sen\ \alpha$	1.00	
n_b	4				
$\phi\ staffe$	10	mm			
$Passo\ s$	15	cm			
θ	45	°	V_{Rd}	207.43	KN
α	90	°	$V_{Rd\ min}$	154.24	KN
			V_{Rd}	207.43	KN
N_{sd}	0	KN			
f_{ck}	25	Mpa	V_{Rsd}	398.10	KN
α_{cc}	0.85		V_{Rcd}	1377.00	KN
γ_c	1.50		V_{Rd}	398.10	KN
f_{yk}	450	Mpa			
γ_s	1.15		V_{Sd}	104.71	KN

Fig. 12 – Taglio resistente dir. Z

Essendo il taglio sollecitante inferiore al taglio resistente nelle zone critiche le verifiche si ritengono soddisfatte.

VERIFICHE A DUTTILITÀ:

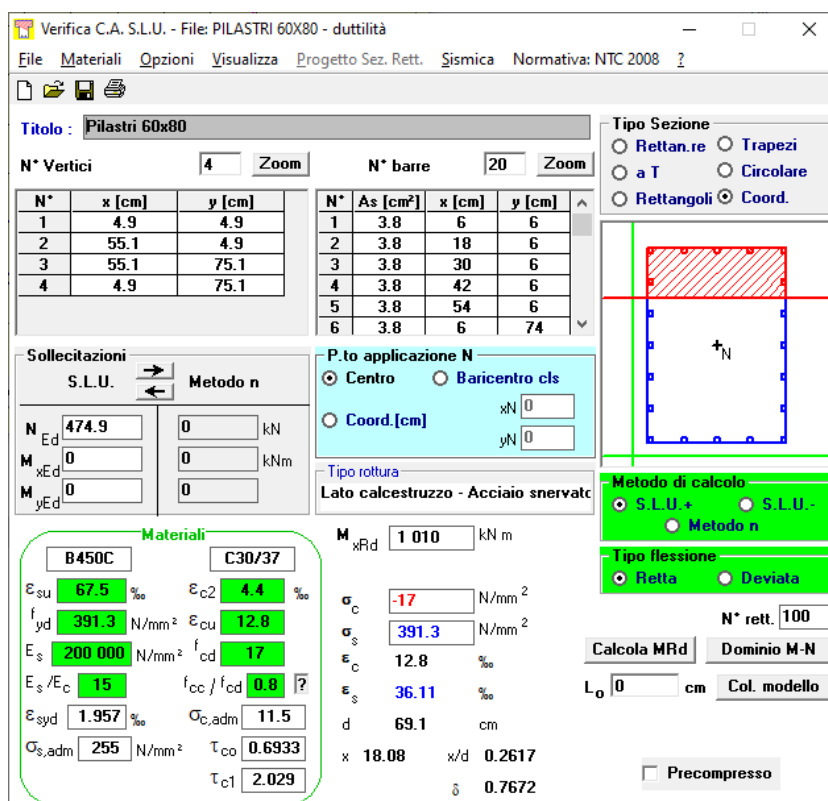
Si riportano nel seguito le verifiche in termini di duttilità. In particolare, è stata valutata la duttilità in forma esplicita dal diagramma momento-curvatura della sezione in oggetto.

Secondo quanto richiesto dalla normativa vigente al § 7.4.4.1.2. la domanda di curvatura allo SLC può essere espressa:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

In cui q_0 risulta essere pari a 2,00, T_c risulta essere pari a 0,48, e T_1 risulta essere pari a 0,95 sec in direzione X e 0,75 in direzione Y. Di conseguenza la domanda di curvatura risulta essere pari a 3,6 sia in direzione X che in direzione Y.

Nel seguito si riporta la capacità di duttilità della sezione valutata con software specifico.



Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASTRI 60x80 - duttilità

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

Titolo: Pilastri 60x80

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 20 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	4.9	4.9
2	55.1	4.9
3	55.1	75.1
4	4.9	75.1

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.8	6	6
2	3.8	18	6
3	3.8	30	6
4	3.8	42	6
5	3.8	54	6
6	3.8	6	74

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 474.9 **0** kN
M_{xEd} 0 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0** kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	4.4 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	12.8 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

M_{Rd} 1 010 kNm

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 12.8 ‰
 ϵ_s 36.11 ‰
d 69.1 cm
x 18.08 x/d 0.2617
 δ 0.7672

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

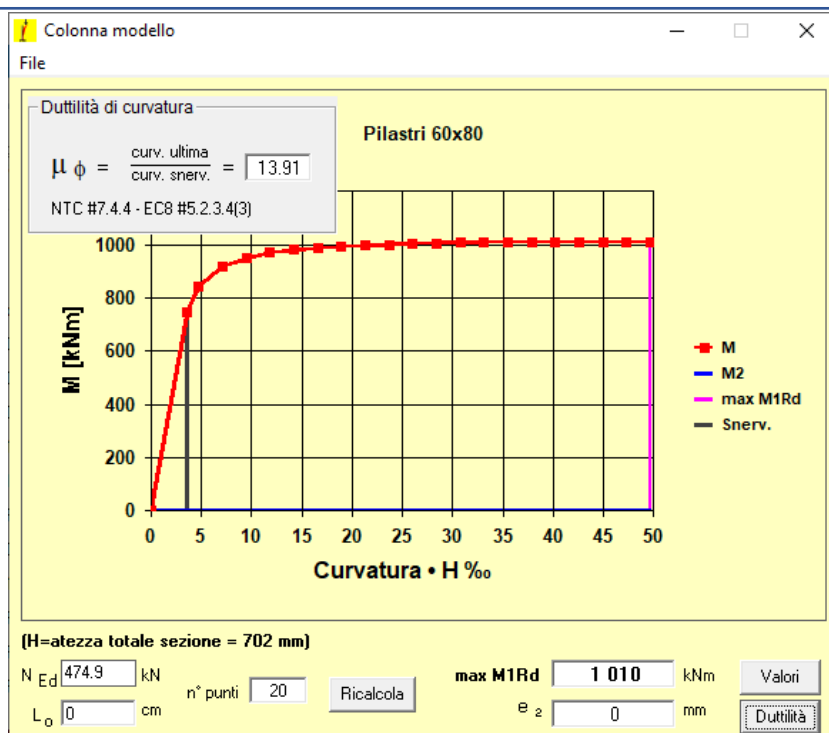
Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 **Col. modello**

☐ Precompresso



La capacità di duttilità risulta essere pari a 13,91 la quale ridotta del coefficiente di sicurezza pari a 1,4 (come riportato nell'EC) risulta essere pari a 9,92. Essendo la capacità di duttilità pari a superiore alla domanda di curvatura, la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA TRAVI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

AcciaioClis/Flessione - File: Travi primarie fase 2

File

Titolo progetto: Travi principali fase 2 HAEA320

Tipo di profilo
HE 320 A

Materiali
Tipo Acciaio
S275 (Fe430)

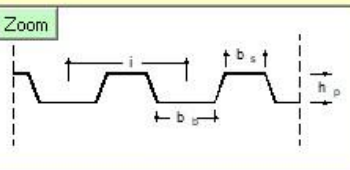
f_y 275 N/mm²
 f_{sk} 430 N/mm²
 f_{ck} 32 N/mm²

Dati Profilo
b1 300 mm
b2 300 mm
tf1 15.5 mm
tf2 15.5 mm
h 310 mm
tw 9 mm
r1 27 mm
r2 0 mm
r 0 mm

Tipo di soletta
☐ Piena
☐ Grecata trasv.
☒ Grecata paral.

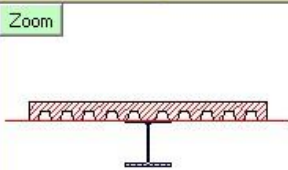
Dati soletta
 h_e 120 mm
 b 1600 mm
 A_s^{eff} 0 mm²
 h'_s 0 mm

Lamiera grecata
 h_p 55 mm
 b_b 61.5 mm
 b_s 61.5 mm
 i 150 mm
 b_{ot} 100 mm
 M_{Sd} 500 kNm

Zoom


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

SLU
 $M_{pl,Rd}$ 694.1 kNm V 2734 kN
 $M_{apl,Rd}$ 426.9 kNm y_n 123.4 mm

Zoom


Plotta in Form **Progetto Connessione**

Peso solaio 2.72 kN/mq
(g1+g2) 3.50 kN/mq
q 2.00 kN/mq

Interasse travi 8.55 m
Luce trave 6.50 m

$\gamma_s = 1.3$
 $\gamma_q = 1.5$

$p_{ed} = 94.79$ kN/m

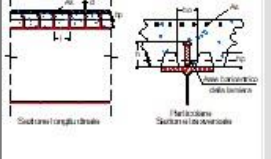
$M_{ed} = 500.58$ kNm SLU
 $V_{ed} = 308.05$ kN SLU


Progetto Connessioni - Pioli muniti di testa (Pioli Nelson) - EC4 #6.3.

Tipo di soletta
Nervature parallele alle travi

Tipo di connessione
☒ A completo ripristino
☐ A parziale ripristino

Dati
 f_u 450 N/mm² h 100 mm
 d 19 mm N_r 2
 L 6.5 m

Schema soluzione
Zoom

nerv.PARALLELE alle travi

Schema statico della trave

Momento positivo

γ_v 1.25 b_o 75 mm

Risultati
 P_{Rd} 81.66 kN
 n° 34 coppie conn.
Passo i 194 mm

10. VERIFICHE DEI NODI

Nel seguito si riportano le verifiche dei collegamenti delle strutture metalliche più significativi. In particolare:

- Nodo di collegamento tra HEA260 e pilastro in cls.

Le analisi sotto riportate sono state condotte mediante il software IDEA StatiCa Connection vers. 21.0.1.1186 con licenza intestata a Ing. Stefano Tortella.

10.1 NODO DI COLLEGAMENTO TRA HEA260 E PILASTRO IN CLS

Di seguito si riporta il report di verifica relativo al nodo in oggetto.

Materiale

Acciaio	S 275
Calcestruzzo	C25/30, C30/37

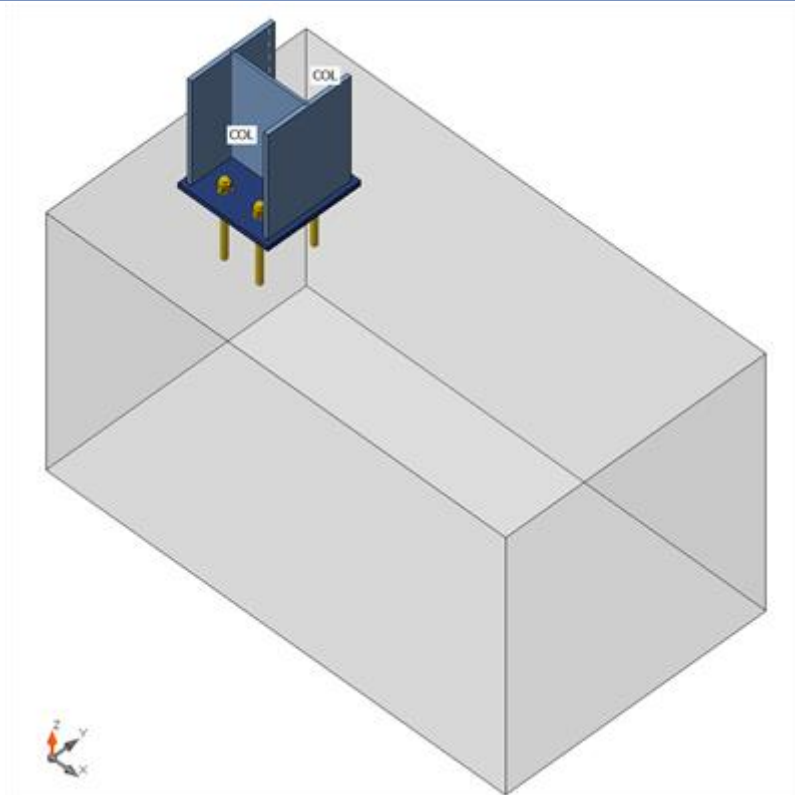
Elemento di progetto CON1

Progetto

Nome	CON1
Descrizione	
Analisi	Sforzo, deformazione/ carico semplificato

Travi e pilastri

Nom e	Sezione	β - Direzion e [°]	γ - Pendenz a [°]	α - Rotazion e [°]	Offse t ex [mm]	Offse t ey [mm]	Offse t ez [mm]	Forz e in
COL	1 - CON1(HEA260)	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nod o



Sezioni

Nome	Materiale
1 - CON1(HEA260)	S 275

Ancoraggi

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	0,0	0,0	-141,0	0,0	0,0	0,0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
----------	--------	-------

CB 1		
Dimensioni	810 x 1430	mm
Altezza	800	mm
Ancoraggio	M20 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	200	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Ancoraggi	45,0 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	2,7 < 100%	OK
Stabilità	28,61	

Piastre

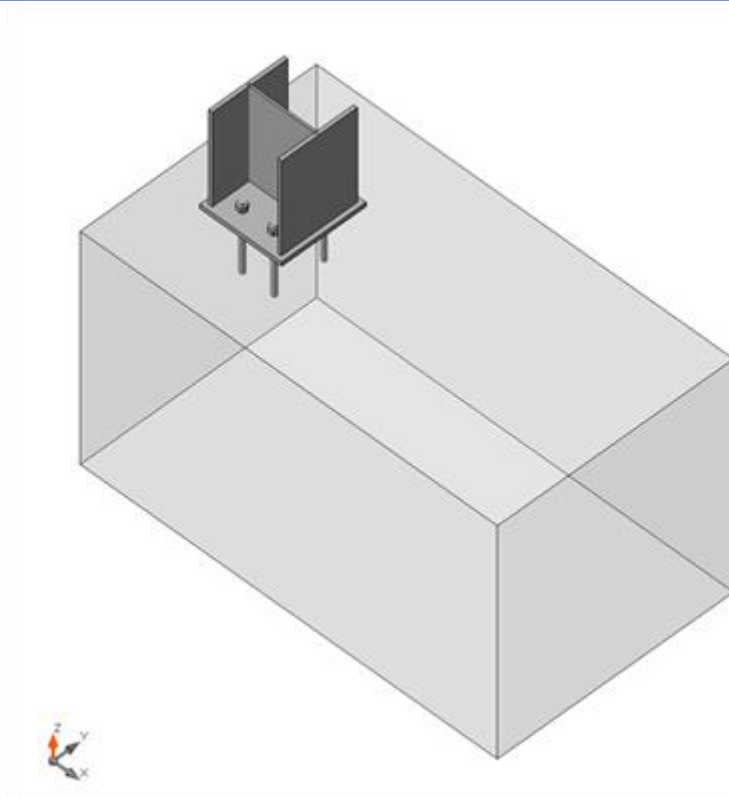
Nome	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{Ced} [MPa]	Stato
COL-bfl 1	12,5	LE1	64,8	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	12,5	LE1	64,7	0,0	0,0	OK
COL-w 1	7,5	LE1	143,2	0,0	0,0	OK
BP1	15,0	LE1	107,0	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

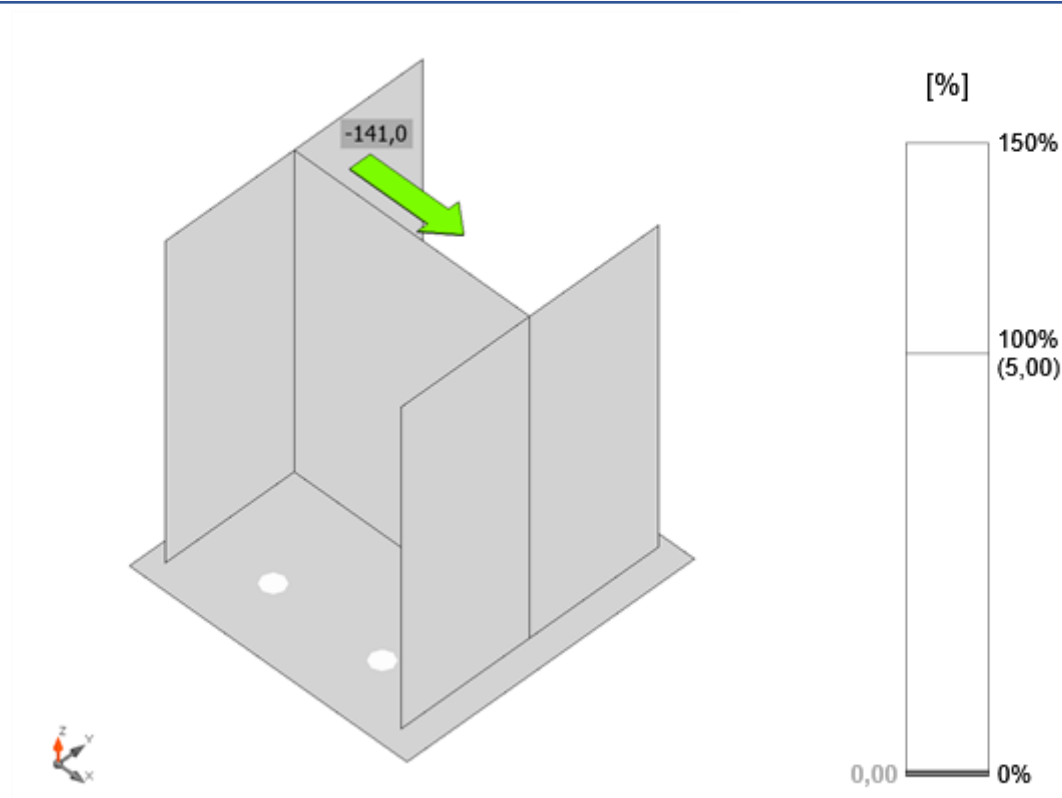
Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Spiegazione dei simboli

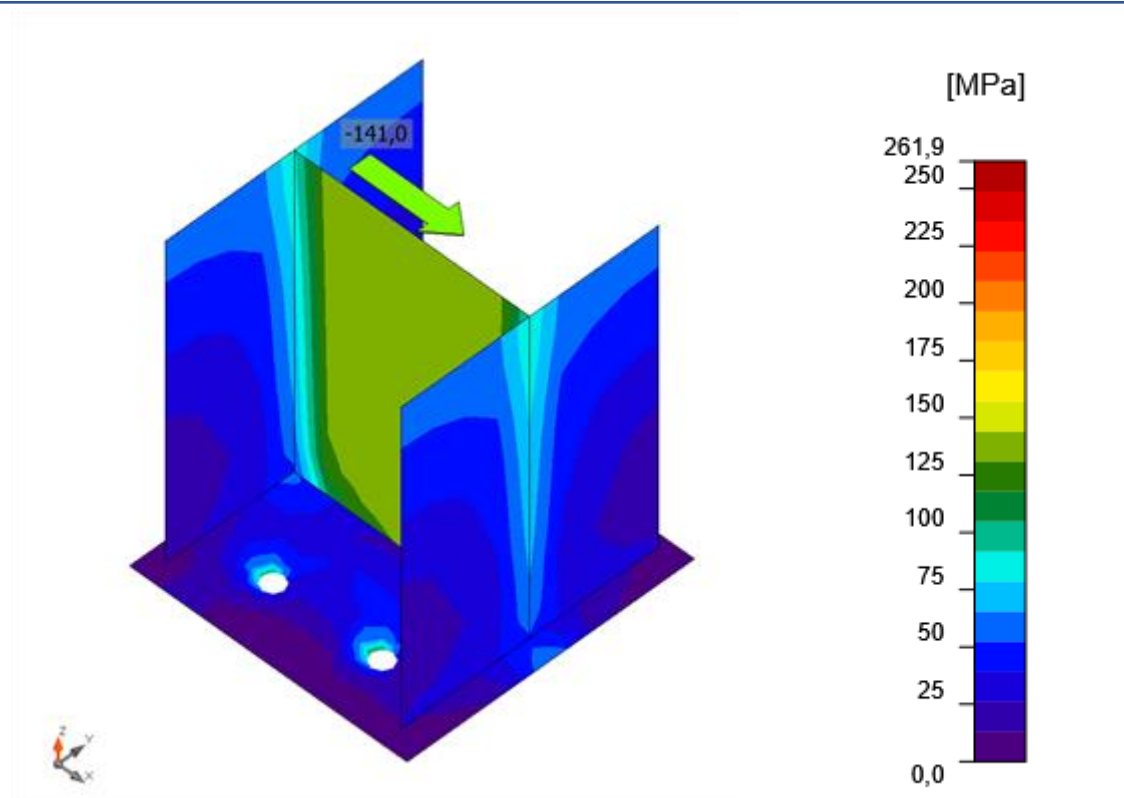
ϵ_{Pl}	Deformazione
σ_{Ed}	Tensione Eq.
σ_{Ced}	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ϵ_{lim}	Limite di deformazione plastica



Verifica globale, LE1

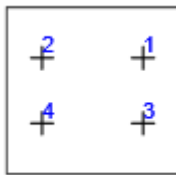


Verifica deformazione, LE1



Sforzo equivalente , LE1

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	A1	LE1	0,0	35,2	0,0	44,9	20,2	OK	OK
	A2	LE1	0,0	35,2	0,0	44,9	20,2	OK	OK
	A3	LE1	2,0	35,3	1,8	45,0	20,3	OK	OK
	A4	LE1	2,0	35,3	1,8	45,0	20,3	OK	OK

Dati Progetto

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
--------	------------------------	------------------------

M20 8.8 - 1	111,1	78,4
-------------	-------	------

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante degli sforzi di taglio V_y, V_z nel bullone
U_{t_t}	Utilizzo in trazione
U_{t_s}	Utilizzo a taglio
$U_{t_{ts}}$	Utilizzo in trazione e taglio
$N_{Rd,s}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Resistenza di progetto a taglio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A4

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 111,1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 2,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166,6 \text{ kN}$$

Dove:

$c = 0,85$	– fattore di riduzione per taglio filettatura
$A_s = 245 \text{ mm}^2$	– area soggetta alla trazione
$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$	– resistenza alla trazione minima del bullone
$\gamma_{Ms} = 1,50$	– coefficiente di sicurezza per acciaio

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a taglio (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 78,4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 35,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98,0 \text{ kN}$$

Dove:

$k_7 = 1,00$	– coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio
--------------	--

$$k_7 = \begin{cases} 0,8 & A < 0,08 \\ 1,0 & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$A =$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 98,0 \text{ kN}$$

– la resistenza caratteristica a taglio

$$V_{Rk,s}^0 = k_0 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$k_0 =$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$A_s =$

245 mm² – area soggetta alla trazione

$f_{uk} =$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 = 0,20 \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 2,0 \text{ kN}$$

– forza di trazione di progetto

$$N_{Rd,s} = 111,1 \text{ kN}$$

– resistenza alla trazione del fissaggio

$$V_{Ed} = 35,3 \text{ kN}$$

– sforzo di taglio di progetto

$$V_{Rd,s} = 78,4 \text{ kN}$$

– resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,1}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,1}}\right)^{1,5} = 0,00 \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,1}}$$

– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,1}}$$

– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} = 0\%$$

– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$$

– rottura a pullout del calcestruzzo

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$$

– rottura a blowout del calcestruzzo

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 0\%$$

– rottura del bordo del calcestruzzo

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\%$$

– rottura a pryout del calcestruzzo

Armatura supplementare (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9; EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.6)

L'armatura supplementare dovrebbe resistere alla forza di 4,0 kN in trazione e 141,0 kN a taglio.

Saldature (Massimo valore usato, ridistribuzione plastica raccomandata)

Elemento	Bordo	Spes s. gola [mm]	Lunghez za [mm]	Caric hi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	σ_{\perp} [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Stat o
BP1	COL- bfl 1	12,5	260	LE1						OK
BP1	COL- tfl 1	12,5	260	LE1						OK
BP1	COL- w 1	7,5	238	LE1						OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

- $\sigma_{w,Ed}$ Sforzo equivalente
- $\sigma_{w,Rd}$ Resistenza sforzo equivalente
- σ_{\perp} Tensione perpendicolare
- $\tau_{||}$ Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
- τ_{\perp} Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
- 0.9σ Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- β_w Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
- Ut Utilizzo
- Utc Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per BP1 COL-bfl 1

Le saldature di testa vengono considerate a piena penetrazione e non vengono controllate. Si assume che la loro resistenza sia uguale a quella dell'elemento saldato -EN 1993 - 1 - 8 - 4.7.1.

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Stato
CB 1	LE1	24	4556	0,9	3,00	34,2	2,7	OK

Spiegazione dei simboli

- c Larghezza del supporto
A_{eff} Area utile
σ Tensione media nel calcestruzzo
k_j Fattore di Concentrazione
F_{jd} La portata ultima del basamento in calcestruzzo
Ut Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 0,9 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 34,2 \text{ MPa}$$

dove:

- $N = 4,3 \text{ kN}$ – Forza normale di progetto
 $A_{eff} = 4556 \text{ mm}^2$ – Area utile su cui la forza N del pilastro è distribuita
 $\alpha_{cc} = 0,85$ – Effetti a lungo termine su F_{cd}
 $\beta_j = 0,67$ – Coefficiente unione β_j
 $k_j = 3,00$ – Fattore di Concentrazione
 $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ – Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
 $\gamma_c = 1,50$ – Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 2,7 \%$$

Stabilità

Carichi	Forma	Fattore [-]
LE1	1	28,61
	2	29,26
	3	48,43
	4	53,89
	5	61,01
	6	74,00

Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
γ_{M0}	1,05	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1,05	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_c	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficiente unione β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area utile - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 scheda 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Valutazione della tensione nella saldatura	Ridistribuzione plastica		
Dettagli costruttivi	Si		
Distanza tra i bulloni [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Resistenza a rottura conica del calcestruzzo	Nessuno		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Usa il valore di α_b calcolato nella verifica a rifollamento	Si		EN 1993-1-8: scheda 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4

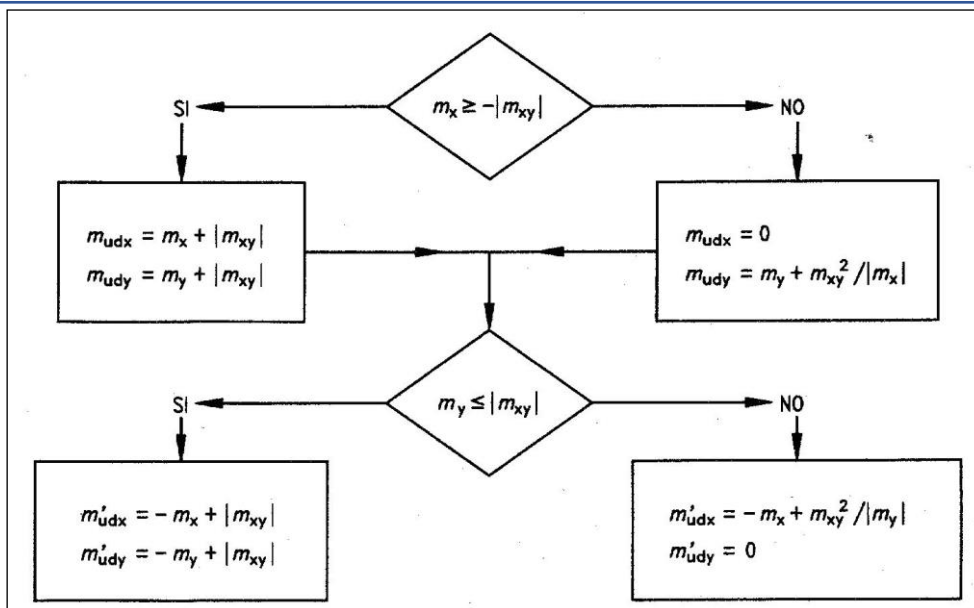
Verifica di deformazione locale	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite di deformazione locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

11. VERIFICHE DI RESISTENZA OPERE DI FONDAZIONE

Le opere di fondazione sono caratterizzate da uno spessore pari a 60 cm con dei ringrossi di spessore pari a 100 cm in corrispondenza dei pilastri prefabbricati, in modo tale da poterli ancorare alla platea.

Come specificato al capitolo dedicato alla descrizione del modello di calcolo si specifica che le opere di fondazioni sono state valutate incrementando le azioni da analisi del coefficiente 1,1 (struttura in CDB).

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche della platea sono stati eseguiti in accordo al D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni". In particolare, per le verifiche a flessione, le sollecitazioni sono state ricavate applicando il metodo di Wood-Armer codificato nell'Eurocodice 2, combinando le sollecitazioni tramite il seguente schema (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** con $m_x < m_y$):



Per le verifiche allo stato limite di esercizio, la struttura in oggetto ricade nella classe di esposizione XC2. Le condizioni ambientali sono state considerate “Ordinarie” in accordo al D.M. 17/01/2018; le armature utilizzate sono state considerate “poco sensibili”. Nella seguente immagine si riporta il sistema di riferimento considerato per le verifiche flessionali allo stato limite ultimo e per le verifiche allo stato limite di esercizio suddette (direzione 1 e 2).

VERIFICHE A FLESSIONE - SLU

Nelle seguenti immagini sono riportati gli involuipi dei momenti flettenti ricavati applicando il metodo di Wood-Armer in direzione 1 e 2 allo stato limite ultimo.

VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

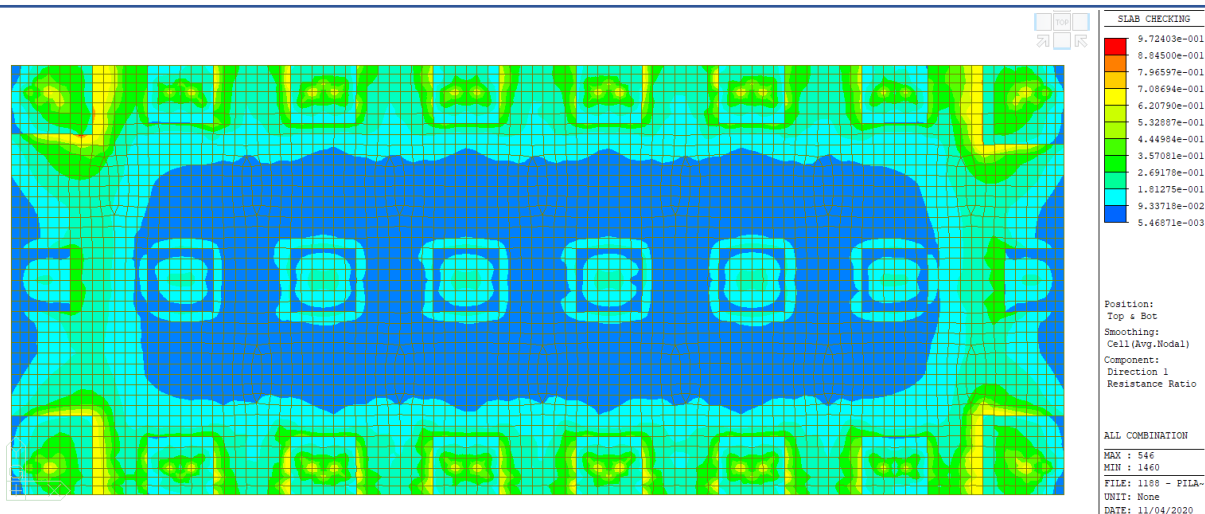


Fig. 13 –Verifica di resistenza a flessione SLU platea (direzione orizzontale)

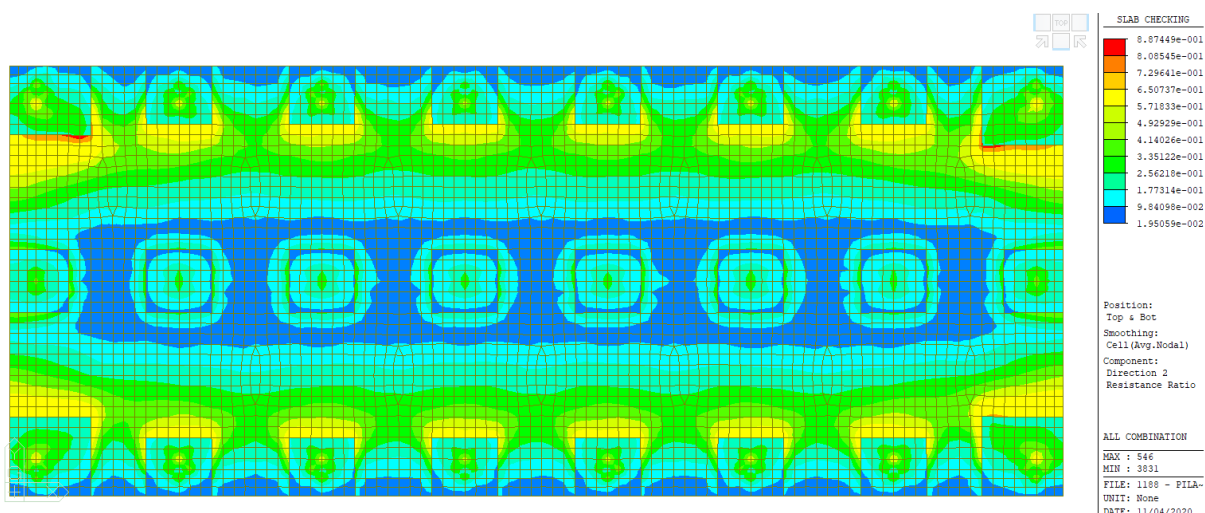


Fig. 14 –Verifica di resistenza a flessione SLU platea (direzione verticale)

12. VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di capacità portante. In particolare, è stata utilizzata la teoria di Brich-Hansen introducendo coefficienti riduttivi per considerare la rottura per punzonamento secondo la teoria di Vesic. La valutazione della capacità

portante è stata effettuata considerando la stratigrafia associata alla prova penetrometrica denominata S27. Si riportano nel seguito la stratigrafia considerata.

S27	PROFONDITÀ [m da p.c.]	FACIES
	0,00 - 0,20	Riporto
	0,20 - 7,40	UNITÁ B Facies sabbiosa-limosa
	7,40 - 10,00	UNITÁ A Facies limoso-argillosa

Sono state considerate le seguenti caratteristiche del terreno:

- Peso di volume: 2000 daN/mc;
- Coesione non drenate: ---;
- Angolo attrito: 31°;
- Modulo edometrico: 94 kg/cmq.

12.1 CAPACITÀ PORTANTE

Si portano nel seguito le verifiche di capacità portante in accordo a quanto previsto al §6.4.2.1 delle NTC2018 considerando l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Data la forma della fondazione, si è ricorsi ad una fondazione equivalente di tipo rettangolare caratterizzata da una larghezza di 19,50 m e da una lunghezza pari a 47,90 m e con uno spessore pari a 60 cm. Il carico totale di compressione applicato è pari a 52866 kN.

CALIFFO 1.1 - [Capacità portante platea.clf]

File Carichi Cedimenti Strumenti Aiuto

Teoria statica di base
☐ Terzaghi '43 ☒ Brinch Hansen '70 ☐ EC7-2004 ☐ Roccia
☐ Meyerhof '63 ☐ Vesic '75 ☐ Richards '93
☐ Custom ☐ Greek (EAK2000)
 Sub-teoria per N_y Standard Limitazioni

☐ Considera combinazioni sismiche per q_{lim} , con:
☒ Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0,050-k_{hk}=0,010-k_v=\pm 0,005$
 Oltre alla teoria di base includi l'effetto cinematico con: Dati sismici
☐ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone ,altri
☐ In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)
☒ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone ,altri
☐ Budhu & Al-Karni ☐ Richards ,altri

$q_{ult}=c' \cdot N_c \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot q' \cdot N_q \cdot sq \cdot dq \cdot iq \cdot bq \cdot qq + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot Ny \cdot sy \cdot dy \cdot iy \cdot by \cdot gy$

Geometria fondazione-terreno
 Base [B] (m): 19.5 Lunghezza [L] (m): 47.9
 Profondità [D] (m): 0.60 Incl. base [a] (deg): 0.0
 Incl. pendio [b] (deg): 0.0 Perm [q0] (kPa): 0.00

Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)

Str.	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	ϕ (deg)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Hstr (m)	Eed (kPa)	Dr
1	20.00	20.00	31.0	0.00	0.00	50.00	9400.0	(0.50)
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

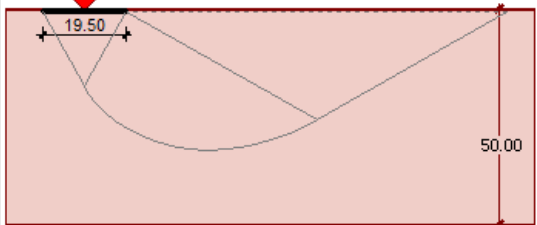
Parametri di calcolo terreno equiv. (prof. 2.00*B+D=39.00+0.60 m)

γ (kN/m³)	ϕ (deg)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Eed (kPa)	Dr
20.00	31.0	0.00		9400.0	(0.50)

Profondità falda (m) 100.00 (dal piano di campagna)
☐ Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate
☒ Considera punzonamento con il criterio di:
☐ Terzaghi ☐ Vesic (Sabbie) ☒ Vesic (se $Ir < Ir_{crit}$)
 $Ir = 19.46 - Ir_{crit} = 123.44$

Sezione/Stratigrafia Vista dall'alto

Piano campagna



Dettaglio superficie rottura Copia grafico

Risultati
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)
 $N = 52866.00$ kN - $MB = 0.00$ kNm - $ML = 0.00$ kNm
 $HL = 0.00$ kN - $HB = 0.00$ kN

	c	q	y
N_c, N_q, N_y	32.671	20.631	17.693
scB, sqB, syB	1.220	1.210	0.837
dcB, dqB, dyB	1.009	1.009	1.000
icB, iqB, iyB	1.000	1.000	1.000
bc, bq, by	1.000	1.000	1.000
gc, gq, gy	1.000	1.000	1.000
pc, pq, py	0.404	0.433	0.433
ec, eq, ey			

Dimensioni efficaci
 B' (m): 19.50
 L' (m): 47.90
 q' (kPa): 12.00

Avvisi

q_{ult} (kPa): 1380.94 Q_{ult} (kN): 289863.57 R: 24.399 > R3=2.3
 Resistenza a scorrimento (kNm): 31765.10 R: infinito > R3=1.1
 Minimo fattore di sicurezza q_{ult} (tra tutte le combinazioni)
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)
 $N = 52866.00$ kN - $MB = 0.00$ kNm - $ML = 0.00$ kNm
 $HL = 0.00$ kN - $HB = 0.00$ kN
 q_{ult} (kPa): 1380.94 Q_{ult} (kN): 289863.57 R: 24.399 > R3=2.3
 Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)
 Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)
 $N = 52866.00$ kN - $MB = 0.00$ kNm - $ML = 0.00$ kNm
 $HL = 0.00$ kN - $HB = 0.00$ kN
 Resistenza a scorrimento (kNm): 31765.10 R: infinito > R3=1.1

d> 1.0: SI s (Vesic) con B' ed L' Vx, My sisma (teorie globali): SI Mod.taglio G automatico

Il rapporto tra il carico applicato e il carico ultimo risulta essere pari a 24,39 il quale risulta essere superiore a 2,30, coefficiente di sicurezza R3.

La verifica di capacità portante risulta rispettata.

12.2 CEDIMENTI

Nel seguente paragrafo vengono riportate le verifiche dei cedimenti. In particolare sono stati valutati sia i cedimenti medi assoluti che i cedimenti differenziali.

Secondo quanto riportato da Sower (1962) sono stati considerati i seguenti cedimenti totali ammissibili. Il cedimento medio assoluto, relativo al fabbricato in oggetto, risulta essere pari a 3,60 cm inferiore al valore limite considerato pari a 5 cm.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali, si è ricavato un valore massimo pari a 0,60 mm a cui corrisponde una distorsione pari a 0,015% inferiore al valore limite pari a 0,2%. Il cedimento assoluto è stato calcolato per la condizione di carico corrispondente allo stato limite di esercizio (combinazione frequente) utilizzando il metodo elastico e avvalendosi della teoria di Bousinnesque per il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo.

Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento massimo ρ_{max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
Rotazione rigida $\tan\theta$	c) ciminiere, silos	7,5÷30
	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
Rotazione relativa $\tan\beta$	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02
	Murature portanti multipiano	0,0005÷0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001÷0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025÷0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici d'acciaio	0,005

Il cedimento medio assoluto, relativo al fabbricato in oggetto, risulta essere pari a 4,451 cm inferiore al valore limite considerato pari a 5 cm.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali, si è ricavato un valore massimo pari a 0,53 mm a cui corrisponde una distorsione pari a 0,013% inferiore al valore limite pari a 0,2 %.

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Si riporta nel seguito il controllo della combinazione di carico SLU, confrontandola con la somma delle reazioni vincolari in combinazione SLU della platea.

I pesi degli elementi strutturali sono stati determinati in funzione dei loro pesi propri e delle loro dimensioni.

- $\gamma_{acciaio} = 7850 \text{ kg/m}^3$,
- $\gamma_{c.a.} = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Si riporta di seguito la tabella in cui vengono riportati tutti i pesi degli elementi strutturali e non, appartenenti all'edificio oggetto della presente relazione.

	peso tot.	$\gamma_{s,q}$	SLU
Travi HEA260	21824 kN	1.3	28371.2
Travi HEA320	12444.3 kN	1.3	16177.59
Travi HEA450	4185 kN	1.3	5440.5
Pilastri 60X80	161280 kN	1.3	209664
Pilastri 50X60	50400 kN	1.3	65520
Platea	1401075 kN	1.3	1821398
Carichi permanenti	675550 kN	1.3	878215
Carichi variabili	137400 kN	1.5	206100
		tot.	32308.86 kN

Si riporta di seguito la tabella di output relativa al software di calcolo utilizzato, in cui è riportata la somma delle reazioni vincolari della platea.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	SLU	0.000000	-0.000000	32217.033851			

Sommatoria reazioni vincolari in combinazione SLU fornita dal software: **32217 kN**.

Il valore ottenuto dal calcolo a mano, può essere considerato ingegneristicamente coincidente con quello fornito dal software di calcolo.

Pertanto i risultati ottenuti dal software di calcolo, possono essere considerati accettabili.