MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

E.N.A.C
ENTE NAZIONALE per
L'AVIAZIONE CIVILE

Committente Principale

AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE AMERIGO VESPUCCI

Opera

PROJECT REVIEW – PIANO DI SVILUPPO AEROPORTUALE 2035

Titolo Documento Completo

RELAZIONE TECNICA STRUTTURE

Livello di Progetto

PIANO DI SVILUPPO AEROPORTUALE 2035 – MASTERPLAN (PSA)

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE COMPLETO
PSA	03	Novembre 2024	N/A	FLR-MPL-PSA-TRM1-006-AR-RT_Rel Tec Str
				TITOLO RIDOTTO Rel Tec Str

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
03	11/2024	Aggiornamento per recepimento osservazioni MASE	AEI	L. Tenerani	L. Tenerani
02	03/2024	Emissione per Procedura VIA-VAS	TAE	D. Perri	L. Tenerani
01	03/2023	Emissione per approvazione in linea tecnica di ENAC	TAE	D. Perri	L. Tenerani
00	10/2022	Emissione per Dibattito Pubblico	TAE	D. Perri	L. Tenerani

COMMITTENTE PRINCIPALE		GRUPPO DI PROGETTAZIONE	SUPPORTI SPECIALISTICI
ACCOUNTABLE MANAGER Dott. Vittorio Fanti		**DIRETTORE TECNICO** Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara N° 631	**RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE** Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara N° 631
POST HOLDER DI AREA	**POST HOLDER PROGETTAZIONE** Ing. Lorenzo Tenerani	**PROGETTISTA SPECIALISTICO ARCHITETTONICO** Arch. David Perri Ordine degli Architetti di Lucca N° 1157	**SUPPORTO SPECIALISTICO** MC&P aei progetti manens
		PROGETTISTA SPECIALISTICO ARCHITETTONICO Arch. Celiana Grouman Ordine degli Architetti di Firenze N° 9750	
	POST HOLDER MANUTENZIONE Ing. Nicola D'Ippolito	**PROGETTISTA SPECIALISTICO IMPIANTI** Ing. Andrea Bonciani Ordine degli Ingegneri di Firenze N° 4150	
		PROGETTISTA SPECIALISTICO INFRASTRUTTURE AIRSIDE Ing. Raffaello Sorrentino Ordine degli Ingegneri di Perugia N° A-2813	
	POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO/TERMINAL Geom. Luca Ermini	**PROGETTISTA SPECIALISTICO ARCHITETTONICO** Arch. Filippo Bosi Ordine degli Architetti di Firenze N° 9004	
		PROGETTISTA SPECIALISTICO INFRASTRUTTURE CIVILE Ing. Claudia Naldi Ordine degli Ingegneri di Firenze N° 7122	

È SEVERAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE E/O LA CESSIONE A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DELLA COMMITTENTE

INDICE

1. INTRODUZIONE 5

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7

3. DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE 8

3.1 PARCHEGGIO 8
3.2 TERMINAL 8
3.3 VOLUME AGGETTANTE TERMINAL 9
3.4 PONTI DI IMBARCO 9
3.5 COPERTURA 9

4. IL TERRENO E LE FONDAZIONI 12

5. CALCESTRUZZO 14

5.1 ACCIAIO PER C.A. 14
5.2 ACCIAIO PER CARPENTERIA 14

6. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 15

6.1 VITA NOMINALE V_N 15
6.2 CLASSE DI CONSEGUENZA (CC) 15
6.3 CLASSE D'USO C_U 15
6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO Vr 16

7. ANALISI DEI CARICHI 17

7.1 CARICHI PARCHEGGIO 17
7.2 CARICHI TERMINAL 17
7.3 CARICHI COPERTURA 18
7.4 AZIONE DELLA NEVE 18
7.5 AZIONE DEL VENTO 18
7.6 AZIONE DELLA VARIAZIONE TERMICA 20
7.7 AZIONE DEL SISMA 20
7.8 INCENDIO 25

8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI 26

9. COMBINAZIONI DI CARICO 28

10. ANALISI STRUTTURALE E MODELLAZIONE 30

10.1 SOFTWARE FEM 30
10.2 ALTRI STRUMENTI DI PROGETTAZIONE 31
10.3 TIPOLOGIE DI ANALISI 31
10.3.1 ANALISI STATICA 31
10.3.2 ANALISI SISMICHE 31

11. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLE STRUTTURE 33

11.1 STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO 33
11.1.1 STATI LIMITE ULTIMI 33
11.1.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO 34
11.1.2.1 VERIFICA DELLA FESSURAZIONE 34
11.1.3 LIMITAZIONE DELLE TENSIONI 35
11.1.4 VERIFICHE SPECIFICHE PER TRAVI 36
11.1.4.1 FLESSIONE 36

11.1.4.2 TAGLIO ... 36
11.1.4.3 TORSIONE ... 38
11.1.4.4 LIMITAZIONE DELLA FESSURAZIONE ... 40
11.1.4.5 LIMITAZIONE DELLA DEFORMABILITÀ ... 42
11.1.5 VERIFICHE SPECIFICHE PER SOLETTE ... 44
11.1.5.1 flessione ... 44
11.1.5.2 taglio ... 44
11.1.5.3 PUNZONAMENTO ... 44
11.1.5.4 LIMITAZIONE DELLA FESSURAZIONE ... 48
11.1.5.5 LIMITAZIONE DELLA DEFORMABILITÀ ... 48
11.2 VERIFICHE SPECIFICHE PER PILASTRI ... 49
11.2.1 PRESSOFLESSIONE ... 49
11.2.2 TAGLIO ... 50
11.2.3 EFFETTI DEL SECONDO ORDINE ... 50
11.3 VERIFICHE SPECIFICHE PER PARETI ... 51
11.3.1 PRESSOFLESSIONE ... 52
11.3.2 TAGLIO ... 52
11.3.3 EFFETTI DEL SECONDO ORDINE ... 52
11.4 VERIFICHE SPECIFICHE PER PARETI ESTESE ... 52
11.4.1 PRESSOFLESSIONE ... 52
11.4.2 STATI DI TENSIONE PIANI ... 52
11.4.3 TAGLIO ... 53
11.4.4 LIMITAZIONE DELLA FESSURAZIONE ... 54
11.4.5 EFFETTI DEL SECONDO ORDINE ... 54
11.5 STRUTTURE IN ACCIAIO ... 54
11.5.1 VERIFICHE SPECIFICHE PER TRAVI ... 55
11.5.1.1 FLESSIONE ... 55
11.5.1.2 TAGLIO ... 56
11.5.2 VERIFICHE SPECIFICHE PER PILASTRI ... 57
11.5.2.1 PRESSOFLESSIONE ... 57
11.5.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO ... 58
11.5.3.1 SPOSTAMENTI VERTICALI ... 58
11.5.3.2 SPOSTAMENTI LATERALI ... 59
12. MODELLI DI CALCOLO DELLA STRUTTURA ... 60
13. RISULTATI DELLE ANALISI ... 62
13.1 RISULTATI ANALISI DINAMICA ... 62
13.2 VERIFICHE DI SPOSTAMENTO DI INTERPIANO ... 66
14. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI ... 67
14.1 VERIFICHE PARCHEGGIO ... 67
14.2 VERIFICHE sbalzi teminal ... 86
14.3 VERIFICHE rampe torri di imbarco ... 86
14.4 VERIFICHE COPERTURA ... 89
14.5 VERIFICA SOLAIO IN LAMIERA GRECATA ... 94
14.6 VERIFICA GRIGLIATI ... 96
14.7 VERIFICHE TRAVI DI TIPO "ANGELINA" ... 97
14.7.1 VERIFICHE TRAVI –PARCHEGGIO ZONA CENTRALE ... 97
14.7.2 VERIFICHE TRAVI –PARCHEGGIO ZONA LATERALE ... 103
14.7.3 VERIFICA TRAVI – ZONA TERMINAL ... 110

1. INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo riguardante l'ampliamento del nuovo Terminal Passeggeri dell'aeroporto di Firenze e alla realizzazione di un nuovo parcheggio, qui sviluppata e dettagliata ad un livello tecnico ritenuto congruo con le finalità della presente fase procedurale, comunque non inferiore a quello del progetto di fattibilità tecnica ed economica.

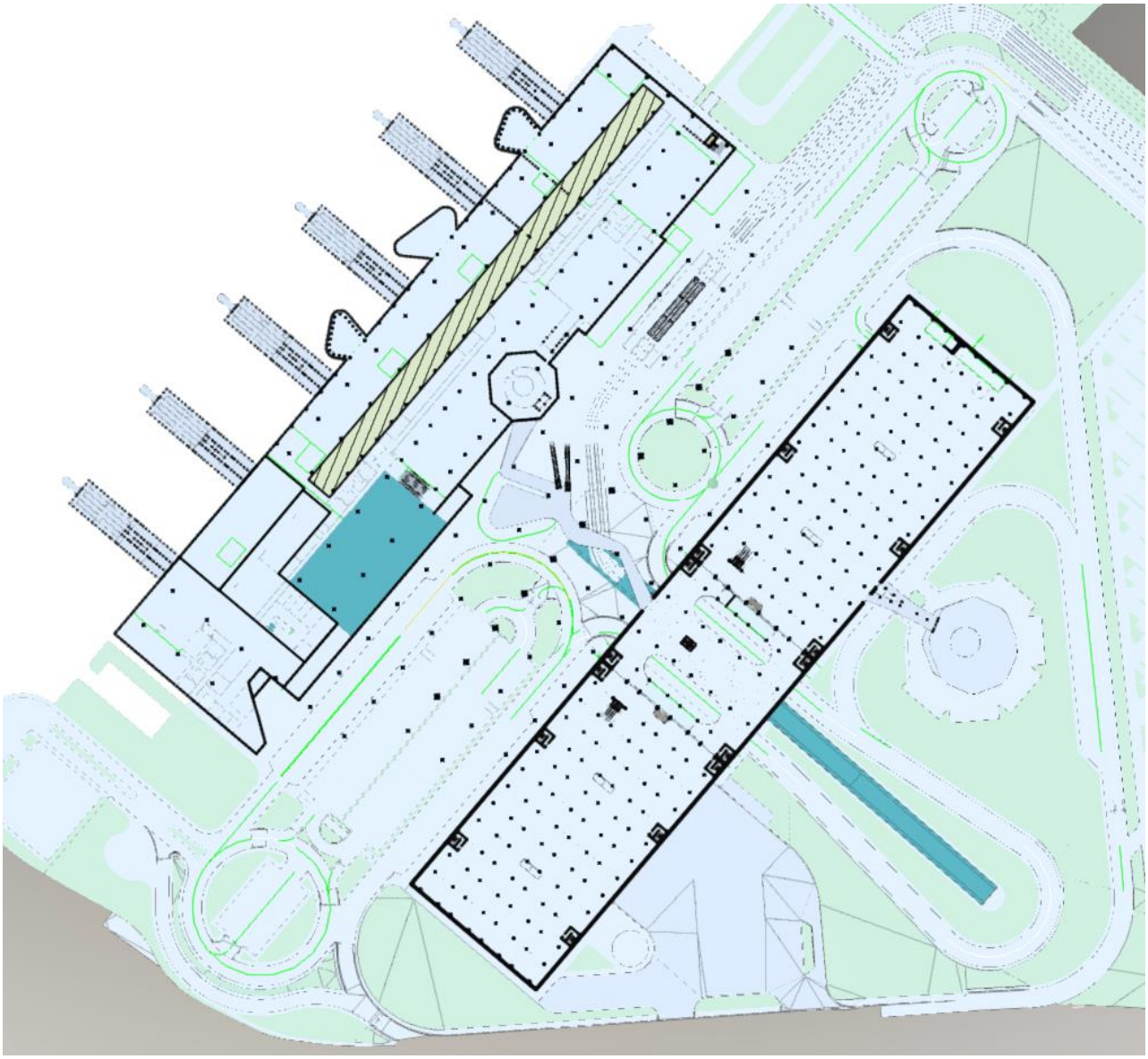


Figura 1-I – Planimetria generale

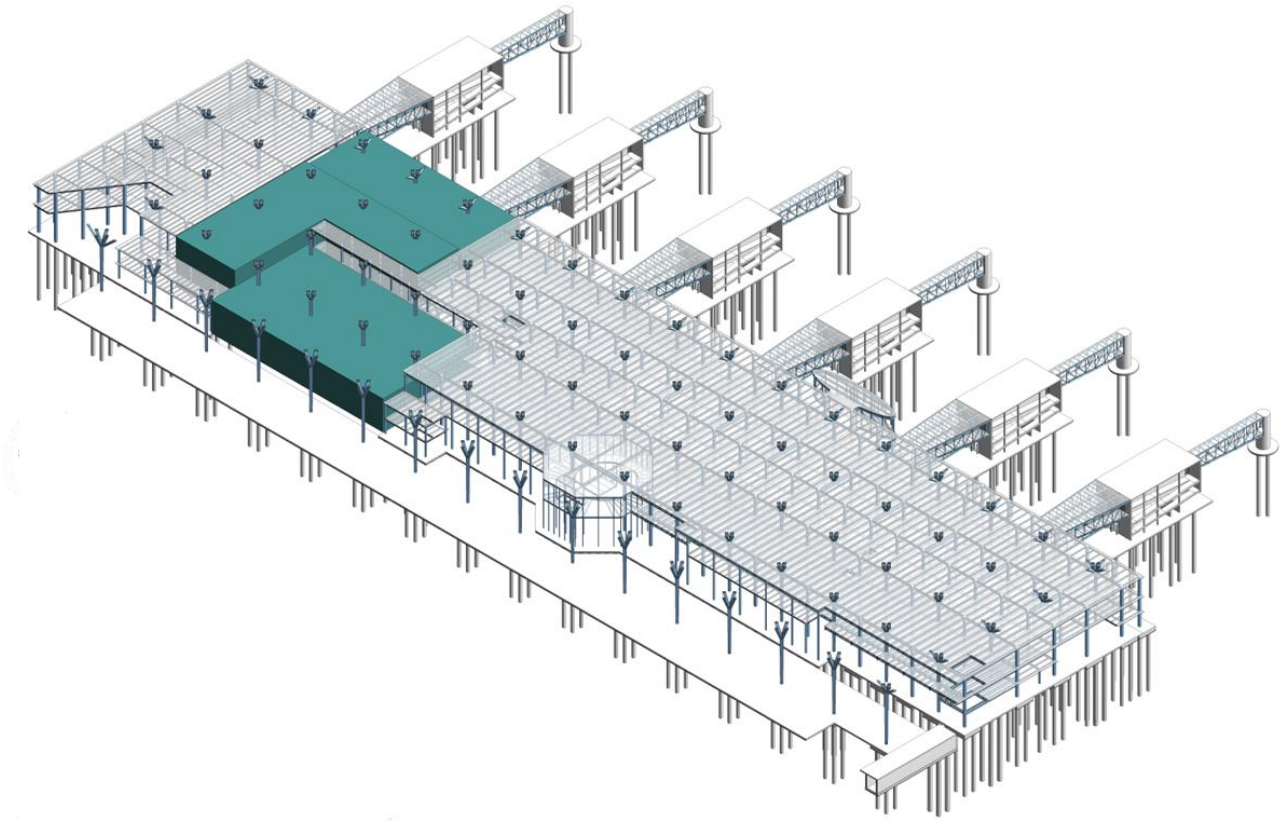


Figura 1-II – Vista senza copertura

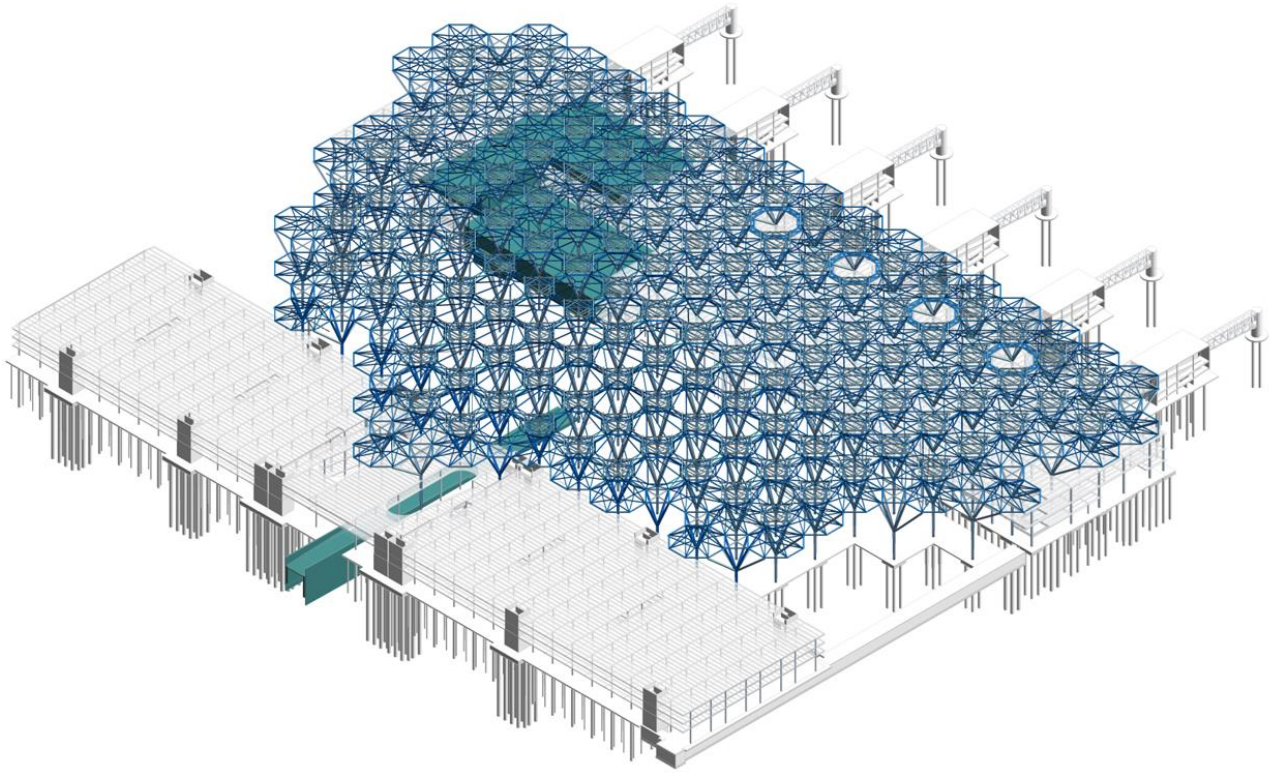


Figura 1-III – Vista con copertura

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I seguenti principali Standard italiani, insieme ai documenti di Allegato Nazionale pertinenti, sono stati utilizzati nello sviluppo del progetto strutturale:

- NTC 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21.1.2019, n. 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1990 Eurocodice - Principi di Progettazione (EC0)
- UNI EN 1991 Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
  - Parte 1-1: Azioni generali – Densità,peso proprio, carichi dovuti all'uso per le costruzioni (EC1-1)
  - Parte 1-3: Azioni generali – Azioni della neve (EC1-3)
  - Parte 1-4: Azioni generali – Azioni del vento (EC1-4)
  - Parte 1-5: Azioni generali – Azioni termiche (EC1-5)
  - Parte 1-7: Azioni generali – Azioni accidentali (EC1-7)
- UNI EN 1992 Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo (EC2)
- UNI EN 1993 Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio (EC3)
- UNI EN 1994 Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composite in acciaio e calcestruzzo (EC4)
- UNI EN 1995 Eurocodice 5: Progettazione delle strutture in legno (EC5)
- UNI EN 1996 Eurocodice 6: Progettazione delle strutture in muratura (EC6)
- UNI EN 1997 Eurocodice 7: Progettazione geotecnica (EC7)
- UNI EN 1998 Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza ai terremoti (EC8)

3. DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE

3.1 PARCHEGGIO

Il parcheggio è composto da tre corpi di fabbrica giuntati sismicamente, formati da una struttura mista in carpenteria metallica e cemento armato, con pilastri in carpenteria metallica, travi composte acciaio-cls del tipo "Angelina", soletta in lamiera grecata collaborante e nuclei in cemento armato. Il sistema di fondazione e a plinti su pali collegati tra loro da una platea in cemento armato.

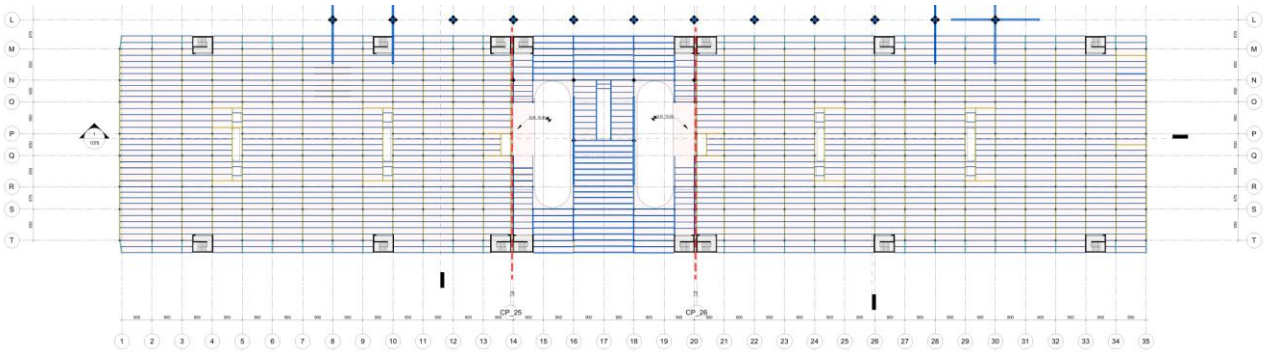


Figura 3-I – Pianta parcheggio

3.2 TERMINAL

La struttura del Terminal è composta da tre corpi di fabbrica giuntati sismicamente: due di nuova costruzione, composti da struttura a telaio in carpenteria metallica ed elementi in cemento armato, con travi composte acciaio-cls del tipo "Angelina" e soletta in lamiera grecata collaborante, ed una costruzione esistente che verrà adeguata sismicamente. Il sistema di fondazione e a plinti su pali collegati tra loro da una platea in cemento armato.

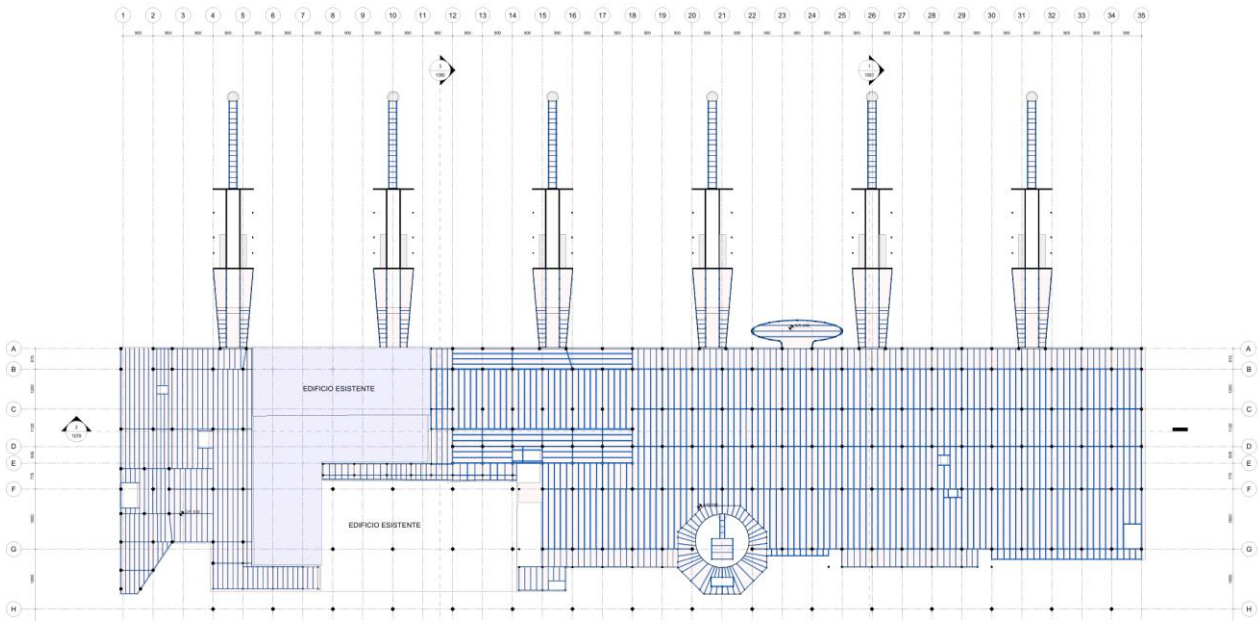


Figura 3-II – Pianta Terminal

3.3 VOLUME AGGETTANTE TERMINAL

Gli sbalzi sono composti da una struttura in carpenteria metallica collegato alle strutture verdicali del terminal.

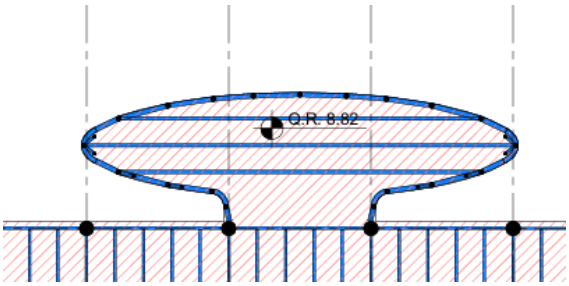


Figura 3-III – Pianta Volume aggettante Terminal

3.4 PONTI DI IMBARCO

I ponti di imbarco sono composti da una struttura mista formata da elementi in carpenteria metallica ed elementi in CA e risultano sismicamente indipendenti dal terminal per la presenza di un giunto sismico. Il sistema di fondazione e a plinti su pali collegati tra loro da una platea in cemento armato.

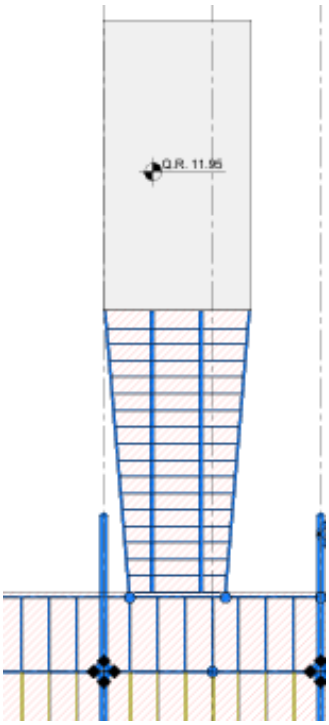


Figura 3-IV – Pianta Ponte di imbarco

3.5 COPERTURA

La copertura è realizzata con pilastri in carpenteria metallica a sezione tubolare quadrata. Il manto di copertura sarà sostenuto da elementi ottagonali di forma tronco-piramidale di altezza diversa, realizzati in elementi in carpentiera metallica a sezione tubolare quadrata. Il sistema di fondazione e a plinti su pali collegati tra loro da una platea in cemento armato.

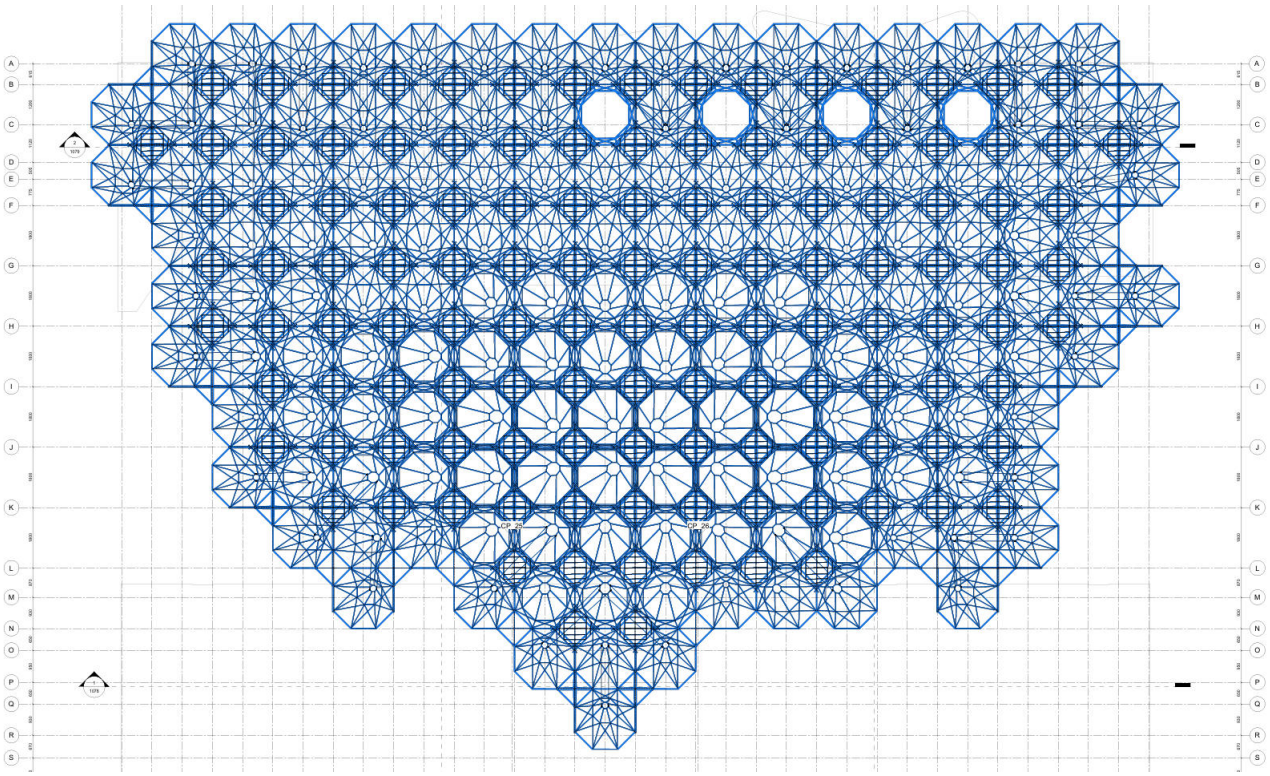


Figura 3-V – Pianta Copertura

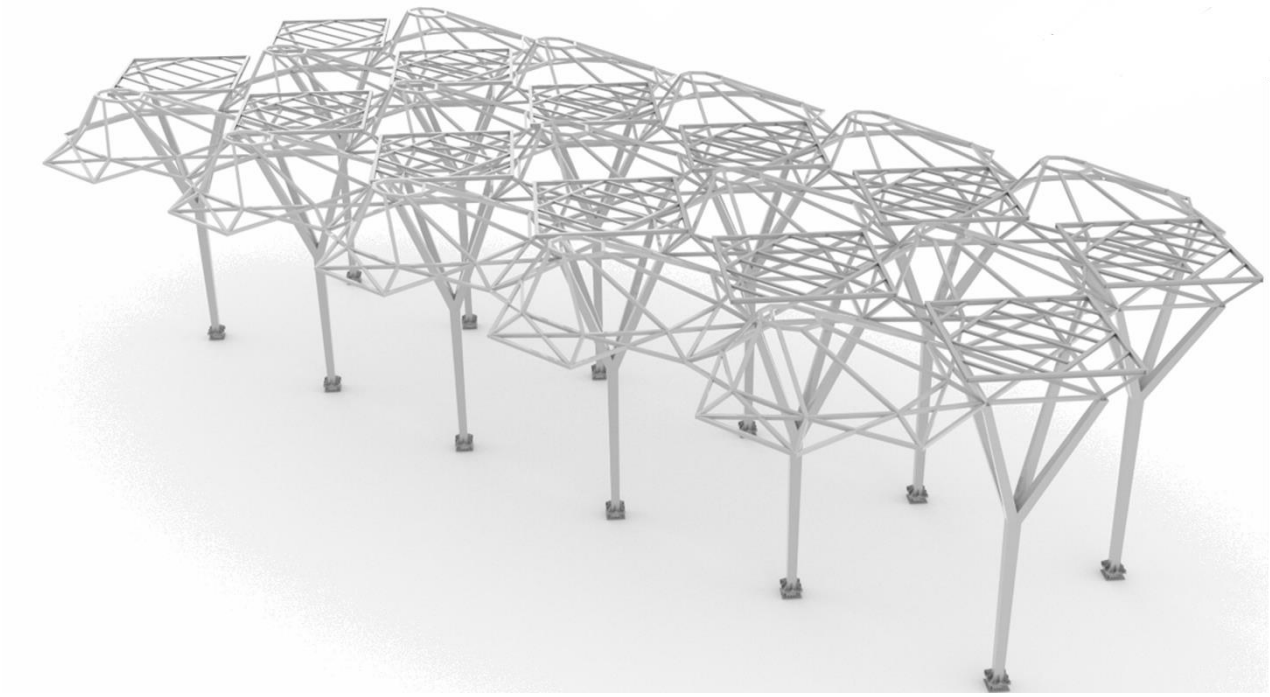


Figura 3-VI – Vista Copertura

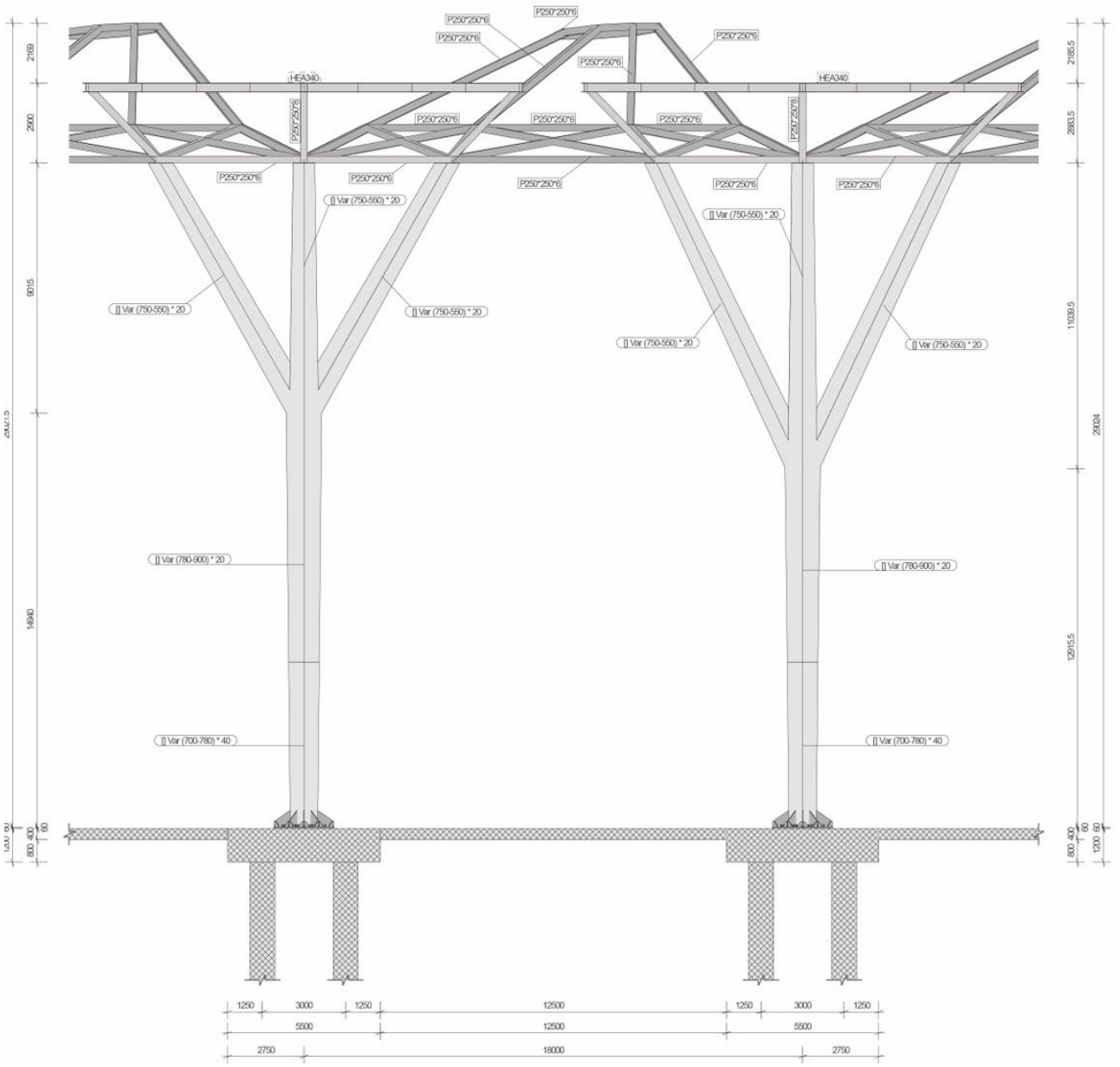


Figura 3-VII – Sezione Copertura

4. IL TERRENO E LE FONDAZIONI

Per questioni logistiche in questa fase non è stato possibile eseguire Indagini appropriate e specifiche del sito per identificare le condizioni del terreno. In questa fase, la condizione del sottosuolo è stimata nello studio geologico condotto da Terre Opere. La progettazione sarà condotta sulla base della stima delle proprietà geotecniche e sismiche del terreno incluse nello studio geologico e nell'RSL, fino a quando non saranno eseguite Indagini Geotecniche specifiche del sito.

Pertanto, il dimensionamento delle fondazioni deve essere considerato PRELIMINARE poiché una caratterizzazione geotecnica e stratigrafica appropriata è stata definita sulla base dei dati sopra riportati che NON consentono di identificare esaustivamente tutti i terreni in situ (in particolare i livelli Dab e FPTa) e i livelli piezometrici locali.

Nell'area oggetto della presente relazione affiorano i Deposi Olocenici, rappresentati dai Deposi alluvionali recenti terrazzati (bna1), come mostrato nella carta geologica.

Il sottosuolo della piana di Firenze risulta costituito da sedimenti plio-quaternari di riempimento del bacino fluvio-lacustre formatosi a seguito della fase tettonica distensiva appenninica, deposti sulle rocce del paleoinvaso. I Deposi alluvionali recenti terrazzati corrispondono generalmente ai depositi del Sistema del Fiume Arno (Deposi alluvionali recenti), secondo la classificazione UBSU (Unconformity-bounded Stra graphic Units) e possono essere correlati all'*Orizzonte Firenze 1* e all'*Orizzonte Firenze 2* di Capecchi et al. (1976b).

Durante l'esecuzione della quasi totalità dei sondaggi realizza per lo studio geologico della nuova pista e delle opere accessorie non è stata riscontrata presenza di acqua. Tuttavia, in merito alle interferenze eventualmente presenti e prevedibili tra gli interventi in progetto e le acque di sottosuolo in quanto la zona in studio presenta schematicamente le seguenti caratteristiche idrogeologiche:

- superficialmente è presente un livello dello spessore massimo di un paio di metri al di sotto del piano di campagna, che a seconda della stagione, può essere interessato da saturazione alla profondità compresa tra 0 e 1,5 m; questo livello non ha alcun valore e interesse dal punto di vista della risorsa idrica;
- al di sotto di 2,0 m di profondità dal piano di campagna, nelle indagini a disposizione, fino alla profondità di almeno 25 m non è mai stata registrata presenza di una falda;
- il livello in cui ha sede la falda principale della pianura fiorentina è identificato con *l'Orizzonte Firenze 2* (parte inferiore del Sintema del Fiume Arno) e con *l'Orizzonte Firenze 3* (Sintema di Firenze) che al di sotto dell'area di interesse per lo studio in oggetto non risultano essere presenti.

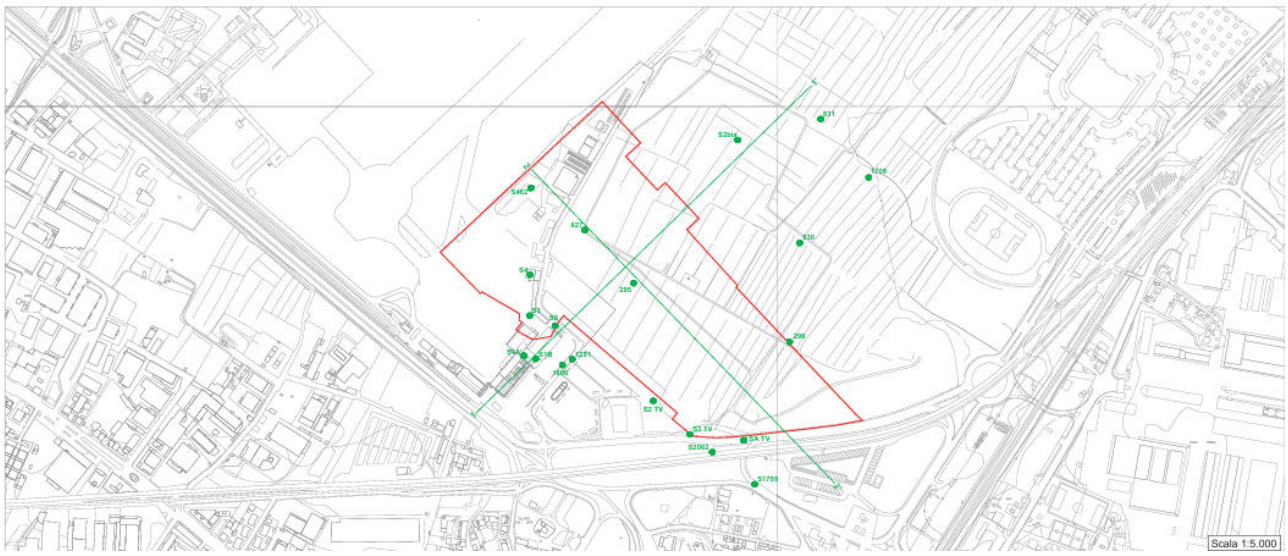


Figura 4-I – Planimetrie Sezioni Geologiche

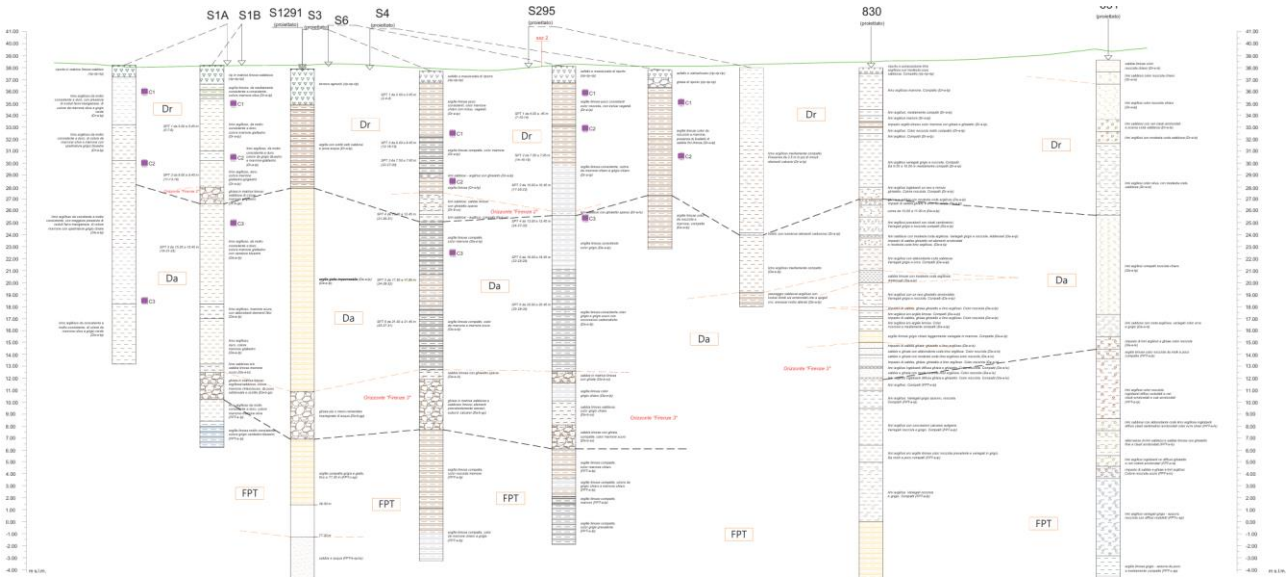


Figura 4-II – Sezione Geologica 1-1

livello geotecnico	peso vol nat	Limite liquido	Limite plastico	Indice plasticità	Classificaz. Casagrande	N_{SPT}	φ'	c'	Cu	Eed
sintema subsintema	kN/m3	LL %	LP %	IP %			(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
									198-196 kPa	
Dr (Dr-a)	19.85	58.5	24.1	34.4	CH	31	19.0	20.1	121	10284
Da (Da-a)	20.10	61.7	22.6	39.1	CH	55	19.3	24.3	162	n.d.
FPT_a	19.52	56.9	24.4	32.4	CH		19.0	n.d.	n.d.	n.d.
FPT_b						72				
FPT_c	19.96	50.1	22.8	27.3	CH		25.6	30.0	n.d.	*18051*

Figura 4-III – Modello Geotecnico di riferimento

5. CALCESTRUZZO

Tabella 5-I – Caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi

Classe	R_{ck} [N/mm²]	f_{ck} [N/mm²]	f_{cm} [N/mm²]	f_{ctm} [N/mm²]	E_{cm} [GPa]	α [°C⁻¹]	γ_{cls} [kN/m³]	γ_{ca} [kN/m³]
C30/37	37	30	38	2.9	33	$10x10^{-6}$	24	25
C35/45	45	35	43	3.2	33	$10x10^{-6}$	24	25

5.1 ACCIAIO PER C.A.

Tabella 5-II – Caratteristiche meccaniche acciaio B450C

Acciaio	f_y	$f_{t,nom}$
B450C	450	540

5.2 ACCIAIO PER CARPENTERIA

Tabella 5-III – Caratteristiche acciaio da carpenteria

Acciaio	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	$\Gamma_{acciaio}$ [kN/m³]
S 275	275	430	79
S 355	355	510	79

6. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

6.1 VITA NOMINALE V_N

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo per cui è destinata.

Nel nostro caso, considerando l'importanza del progetto, si assume **V_N = 100 anni.**

6.2 CLASSE DI CONSEGUENZA (CC)

La Classe di Conseguenza (CC) affronta le potenziali conseguenze umane / economiche / sociali / ambientali dovute a un collasso o malfunzionamento della struttura. Informa sul livello generale dei requisiti da considerare per la progettazione strutturale. Proponiamo la seguente CC per il progetto:

Tabella 6-I – Classe di Conseguenza

Classe di Conseguenza	Conseguenze umane / economiche / sociali / ambientali dovute a un collasso
CC3	Alte
CC2	Medie
CC1	Basse

6.3 CLASSE D'USO C_U

Dal punto di vista sismico, gli edifici sono classificati in 4 classi d'uso a seconda delle conseguenze del crollo per la vita umana, della loro importanza per la sicurezza pubblica e la protezione civile nel periodo immediatamente successivo al terremoto, e delle conseguenze sociali ed economiche del crollo.

Le Classi d'Uso (CU) sono legate alla Classe delle Conseguenze, ma sono specifiche per la progettazione sismica e caratterizzano le conseguenze del crollo per la vita umana, la loro importanza per la sicurezza pubblica e in particolare la protezione civile nel periodo immediatamente successivo al terremoto, e le conseguenze sociali ed economiche del crollo. L'CU influenza le azioni sismiche modificando il periodo di ritorno medio considerato o dividendo la probabilità di superamento associata a un determinato periodo di ritorno con il coefficiente d'uso corrispondente Cu. Considerando che gli aeroporti sono di primaria importanza nella risposta al disastro, raccomandiamo di classificare il progetto come:

Tabella 6-II – Classe d'uso

Classe d'Uso	Prestazioni Sismiche	Coefficiente d'uso C_U [-]
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti	2.0
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi	1.5
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti	1.0
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone	0.7

6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO VR

Le azioni sismiche sulla costruzione sono valutate in relazione al periodo di riferimento (V_R) che si ricava moltiplicando la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U) il quale varia in funzione della classe d'uso.

Nel nostro caso si avrà **V_R = 200 anni.**

7. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi. Si distinguono differenti tipologie di carico per ciascuna zona.

7.1 CARICHI PARCHEGGIO

La tabella seguente riassume i carichi assunti nelle analisi per la zona del Parcheggio.

Tabella 7-I - Parcheggio L1-L2

PARCHEGGIO L1-L2			
g_{1k}	25.00	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in c.a.
g_{1k}	78.50	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in acciaio
g_{1k}	2.05	kN/m^2	Peso proprio lamiera grecata Cofraplus
g_{2k}	0.50	kN/m^2	Peso pacchetto architettonico
g_{2k}	2.00	kN/m^2	Facciata
$q_{k,Cat.\ F}$	2.50	kN/m^2	Accidentale Cat. F

Tabella 7-II - Parcheggio L3

PARCHEGGIO L3			
g_{1k}	25.00	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in c.a.
g_{1k}	78.50	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in acciaio
g_{1k}	2.05	kN/m^2	Peso proprio lamiera grecata Cofraplus
g_{2k}	0.50	kN/m^2	Peso pacchetto architettonico
g_{2k}	18.00	kN/m^2	Fioriere Localizzate
g_{2k}	2.00	kN/m^2	Facciata
$q_{k,Cat.\ F}$	2.50	kN/m^3	Accidentale Cat. F

7.2 CARICHI TERMINAL

La tabella seguente riassume i carichi assunti nelle analisi per la zona del Terminal.

Tabella 7-III- Terminal L1-L2

TERMINAL L1-L2			
g_{1k}	25.00	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in c.a.
g_{1k}	78.50	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in acciaio
g_{1k}	2.05	kN/m^2	Peso proprio lamiera grecata Cofraplus
g_{2k}	3.30	kN/m^2	Peso pacchetto architettonico
g_{2k}	2.00	kN/m^2	Facciata
$q_{k,Cat.\ C}$	5.00	kN/m^2	Accidentale Cat. C

Tabella 7-IV Terminal L3

TERMINAL L3			
g_{1k}	25.00	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in c.a.
g_{1k}	78.50	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in acciaio
g_{1k}	2.05	kN/m^2	Peso proprio lamiera grecata Cofraplus
g_{2k}	2.65	kN/m^2	Peso pacchetto architettonico
g_{2k}	2.00	kN/m^2	Facciata
$q_{k,Cat.\ H}$	0.50	kN/m^2	Accidentale Cat. H

7.3 CARICHI COPERTURA

La tabella seguente riassume i carichi assunti nelle analisi per la zona del Copertura.

Tabella 7-V - Copertura

COPERTURA			
g_{1k}	78.50	kN/m^3	Peso proprio elementi strutturali in acciaio
g_{1k}	0.56	kN/m^2	Orsogrill
g_{2k}	0.05	kN/m^2	ETFE
g_{2k}	0.15	kN/m^2	Impianti Fotovoltaici
$q_{k,Cat.\ H}$	0.50	kN/m^2	Accidentale Cat. H

7.4 AZIONE DELLA NEVE

Il carico della neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s=\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento della neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione = 1 (in assenza di uno studio specifico);

C_t è il coefficiente termico = 1 (in assenza di uno studio specifico).

Nel caso in esame si ha

- Firenze (Zona II) q_{sk} = 1.13 kN/m^2 (a_s = 50 m s.l.m.) valutato con T_R=100 anni.
- copertura piana [0° ≤ α ≤ 30°] μ_i= 0.80.
- copertura a falde multiple [30° ≤ α ≤ 60°] μ_i= 1.6.
- Risulta pertanto:

q_s = 0.91 kN/m^2 per la zona del parcheggio

q_s = 1.8 kN/m^2 per la zona della copertura

7.5 AZIONE DEL VENTO

Il carico del vento è stato determinato in conformità con la sezione 3.3 del NTC 2018, basato sui seguenti criteri:

- Zona = 3
- Velocità di vento di base = 27 m/s
- Periodo di ritorno = 100 anni

- Velocità di riferimento = 28.69 m/s
- Categoria terreno = D
- Categoria esposizione = II
- Altitudine del sito = 50 m
- Valore di picco della pressione cinetica = 1.39 kN/m² *per la zona del Terminal*

Tabella 7-VI - Vento direzione X

Pressioni vento su superfici (Esterna)			
Pressione facciata sopravento, D	$q_p(z_e=h)$	0.972	kN/m^2
Pressione facciata sottovento, E	$q_p(z_e=h)$	-0.417	kN/m^2
Pressione facciate laterali, A	$q_p(z_e=h)$	-1.667	kN/m^2
Pressione facciate laterali, B	$q_p(z_e=h)$	-1.111	kN/m^2
Pressione facciate laterali, C	$q_p(z_e=h)$	-0.694	kN/m^2

Tabella 7-VII - Vento direzione Y

Pressioni vento su superfici (Esterna)			
Pressione facciata sopravento, D	$q_p(z_e=h)$	0.977	kN/m^2
Pressione facciata sottovento, E	$q_p(z_e=h)$	-0.426	kN/m^2
Pressione facciate laterali, A	$q_p(z_e=h)$	-1.667	kN/m^2
Pressione facciate laterali, B	$q_p(z_e=h)$	-1.111	kN/m^2
Pressione facciate laterali, C	$q_p(z_e=h)$	-0.694	kN/m^2

- Valore di picco della pressione cinetica = 1.59 kN/m² *per la zona della copertura*

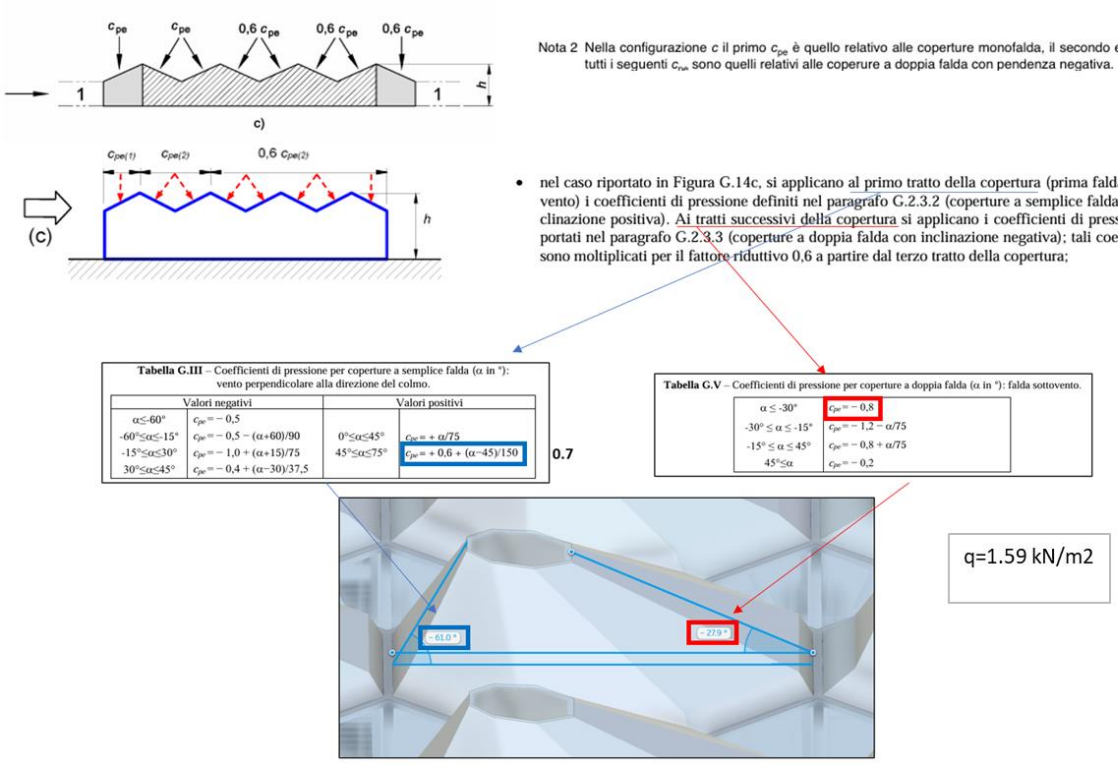


Figura 7-I – Schema Vento Copertura

Si prescrive per le fasi successive le prove in galleria del vento.

7.6 AZIONE DELLA VARIAZIONE TERMICA

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convenzione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali. Sono stati adottati i valori di variazione di temperature riportati nella tabella seguente:

Tabella 7-VIII - Azioni della variazione termica

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

7.7 AZIONE DEL SISMA

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, S_e (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, nel periodo di riferimento V_R, (100 anni), così come è stato definito per l'opera in oggetto. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il sito considerato, sono stati considerati i seguenti valori, in funzione del tempo di ritorno, che è determinabile in funzione del periodo di riferimento, V_R, e della probabilità di eccedenza, P_{VR}, come:

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

Coordinate del sito: Latitudine: 43.80144; Longitudine: 11.20610.

La probabilità di eccedenza, P_{VR}, è data in funzione dello stato limite considerato nei confronti delle azioni sismiche, che sono i seguenti:

- Stato Limite di Operatività (s.l. di esercizio) (SLO)
- Stato Limite di Danno (s.l. di esercizio) (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (s.l. ultimo) (SLV):
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (s.l. ultimo) (SLC):

Per ciascuno degli Stati Limite considerati si è assunta una probabilità di superamento, secondo quanto indicato come *strategia progettuale di norma*. In funzione della Vita di Riferimento e della Probabilità di Superamento è stato definito il Periodo di Ritorno dell'azione sismica per ciascuno Stato Limite, come di seguito riportato in tabella:

Tabella 7-IX – Probabilità di Superamento e Periodi di Ritorno

Stati Limite		**P_{VR}**	**T_R**
Stati limite di esercizio	SLO	81%	120
	SLD	63%	201
Stati limite ultimi	SLV	10%	1898
	SLC	5%	2475

Nella seguente tabella si riportano i valori di a_g, F_0 e T_C^* in funzione del tempo di ritorno TR:

Tabella 7-X - Parametri NTC 2018 a_g, F_0, T_C^*

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.076	2.597	0.284
SLD	201	0.094	2.518	0.294
SLV	1898	0.204	2.409	0.316
SLC	2475	0.221	2.418	0.318

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale, mediante specifiche analisi. Facendo riferimento alla *"Relazione Geologica"* si considera che il sito in esame ricade nella **categoria di sottosuolo C**, secondo la Tabella 3.2.II delle NTC 2018 che si riporta di seguito.

Tabella 7-XI – Categorie di sottosuolo

Categoria di Sottosuolo	**Descrizione**
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

I parametri coinvolti dalla categoria di sottosuolo per la caratterizzazione del sisma sono quelli espressi dalla seguente tabella:

Tabella 7-XII – Parametri S_S e C_C in funzione della categoria di sottosuolo

Categoria di Sottosuolo	**S_S**	**C_C**
A	1.00	1.00
B	$1.00 \le 1.40 - 0.40\ F_0\ a_g/g \le 1.20$	$1.10\ (T^*_C)^{-0.20}$
C	$1.00 \le 1.70 - 0.60\ F_0\ a_g/g \le 1.50$	$1.05\ (T^*_C)^{-0.33}$
D	$0.90 \le 2.40 - 1.50\ F_0\ a_g/g \le 1.80$	$1.25\ (T^*_C)^{-0.50}$
E	$1.00 \le 2.00 - 1.10\ F_0\ a_g/g \le 1.60$	$1.15\ (T^*_C)^{-0.40}$

L'accelerazione sismica è anche influenzata dalle condizioni topografiche in cui si trova il sito d'interesse, poiché esse vanno a modificare l'azione sismica in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, incidendo sullo spettro di risposta elastico.

Per quanto attiene le condizioni topografiche, la superficie interessata dalla costruzione è stata classificata di tipo "**T1"**, pertanto risulta **S_T = 1.00**.

Tabella 7-XIII – Parametri S_T in funzione della categoria topografica

Categoria Topografica	**Descrizione**	**Ubicazione**	**S_T**
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i < 15°	-	1.00
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°	In corrispondenza della sommità del pendio	1.20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° < i < 30°	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.40

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica, per ciascuno Stato Limite, è stato valutato sulla base dei parametri di sopra riportati, mediante le relazioni di normativa:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \, S \, \eta \, F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \, F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \, S \, \eta \, F_0$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \, S \, \eta \, F_0 \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \, S \, \eta \, F_0 \left(\frac{T_C \, T_D}{T^2}\right)$$

dove:

a_g è l'accelerazione massima, già discussa in precedenza;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche pari a:

$S = S_S \, S_T$;

η è il fattore che tiene conto del coefficiente di smorzamento viscoso, pari a:

$\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5}$ (η = 1 per ξ = 5%);

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, già discusso in precedenza;

T_B è pari a T_C / 3;

T_C è pari a $C_C \, T^*_C$;

T_D è pari a 4.0 a_g/g + 1.6.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali dell'azione sismica, per ciascuno Stato Limite, è stato valutato sulla base dei parametri di sopra riportati, mediante le relazioni di normativa:

$0 \le T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g\, S\, \eta\, F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta\, F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \le T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g\, S\, \eta\, F_v$

$T_C \le T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g\, S\, \eta\, F_v \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ $\quad S_e(T) = a_g\, S\, \eta\, F_v \left(\frac{T_C\, T_D}{T^2}\right)$

dove:

a_g è l'accelerazione massima, già discussa in precedenza;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche pari a:

$S = S_S\, S_T$ con $S_S = 1$;

η è il fattore che tiene conto del coefficiente di smorzamento viscoso, pari a:

$\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5}$ ($\eta = 1$ per $\xi = 5\%$);

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, già discusso in precedenza;

$F_v = 1.35 * F_0 * \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5}$;

$T_B = 0.05$ s

$T_C = 0.15$ s

$T_D = 1$ s

Si riportano di seguito gli spettri elastici per i vari stati limite.

Nella progettazione agli stati limite ultimi si è fatto riferimento ad un comportamento strutturale non dissipativo, utilizzando come spettro di progetto lo spettro elastico corrispondente, pertanto, il fattore di struttura adottato è q=1.5.

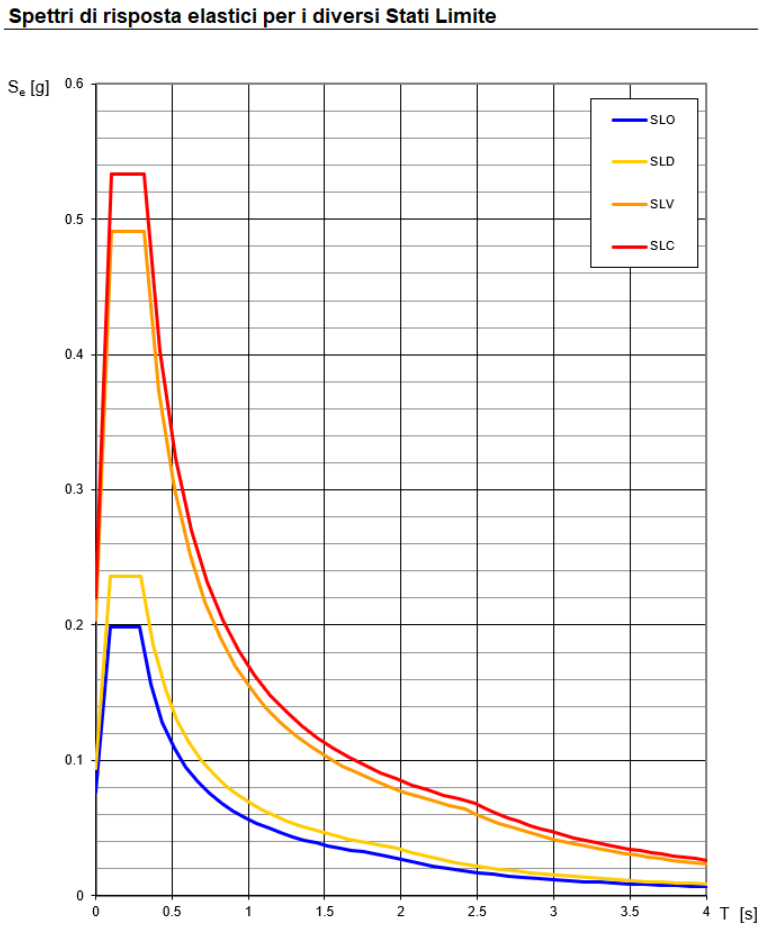


Figura 7-II – Spettro di risposta elastico orizzontale

A seguito di analisi di Risposta Sismica Locale (RSL), eseguita prendendo a riferimento l'indagine sismica di tipo down-hole realizzata a dicembre 2016, si riportano i valori della parametrizzazione dello spettro di risposta in accelerazione per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

Tabella 7-XIV – Parametri RSL

Parametrizzazione RSL

TpA [sec]	0.320
0.5 TpA [sec]	0.160
1.5 TpA [sec]	0.480
Sa,medio [g]	0.798
TpV [sec]	0.390
0.8 TpV [sec]	0.312
1.2 TpV [sec]	0.468
*Sv,medio [g*s]*	0.048
amax	**0.288**
F0	**2.768**
S	**1.407**
Tb [sec]	**0.126**
Tc [sec]	**0.379**
Td [sec]	**2.420**
	Parametrizza

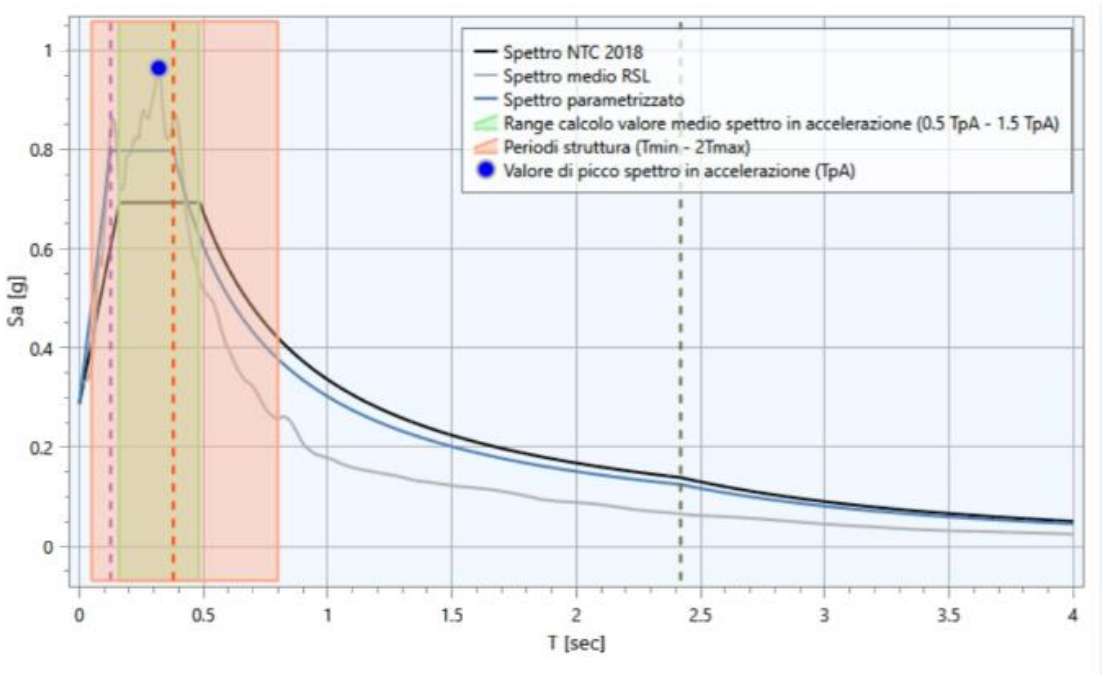


Figura 7-III – Confronto spettri NTC2018 - RSL

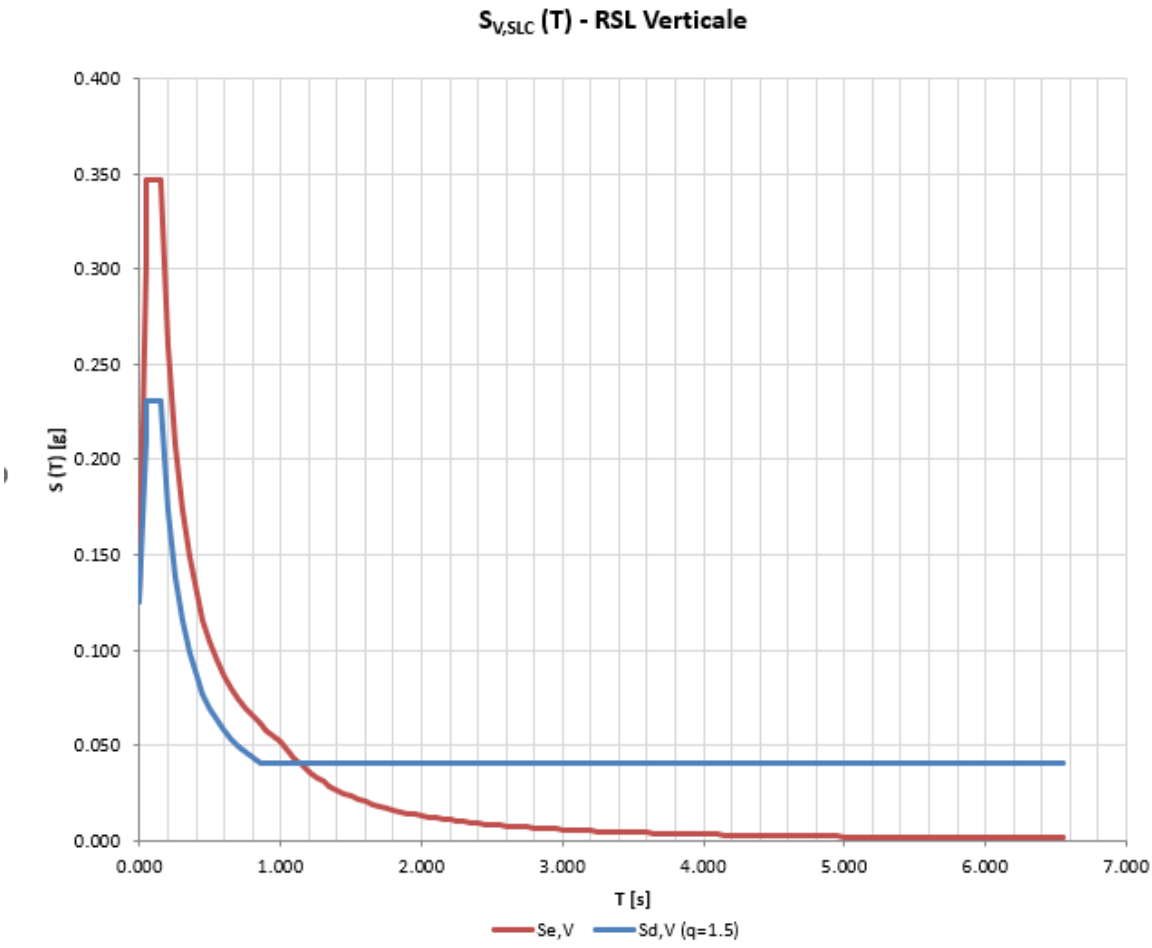


Figura 7-IV – Spettro Verticale RSL

7.8 INCENDIO

La prestazione di resistenza al fuoco, se necessarie, saranno ottenute mediante opportuna protezione.

8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- Riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, neve, vento e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi e esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- Provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- Cambio di destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- Esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidezza;
- Ogni qualvolta si eseguano interventi strutturali di riparazione o locali, di miglioramento e di adeguamento (solo questi ultimi due sono sottoposti a collaudo);
- Opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abilitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- L'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- L'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o impostazione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- Sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento, si dovranno esplicitare, esprimendoli in termini di rapporto tra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ξ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Per la struttura in esame, ovvero la porzione di Terminal esistente soggetta ad adeguamento sismico, di Classe IV, il valore ξ_E a seguito di interventi di adeguamento deve essere risultare ≥1.

9. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni dei carichi da considerare ai fini delle verifiche strutturali.

A – Combinazione fondamentale (Stato Limite Ultimo):

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

B – Combinazione caratteristica (o rara) (Stato Limite Esercizio):

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

C – Combinazione frequente (Stato Limite Esercizio):

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

D – Combinazione quasi permanente (Stato Limite Esercizio):

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

E – Combinazioni dovute all'azione sismica (Stati Limite Ultimi e di Esercizio, ossia di Salvaguardia della Vita, di Collasso, di Danno e di Operatività):

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}\ Q_{k1} + \psi_{22}\ Q_{k2} + \psi_{23}\ Q_{k3}$$

F – Combinazioni eccezionale:

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

dove:

G_1 Pesi propri elementi strutturali;

G_2 Carichi permanenti non strutturali;

Q_{ki} Valore caratteristico dell'i-esima azione variabile;

γ_{G1} Coeff. parziali di sicurezza per pesi propri strutturali, che per stato limite di resistenza della struttura è pari a 1.0 e 1.3, rispettivamente nel caso che l'azione sia favorevole o sia sfavorevole;

γ_{G2} Coeff. parziali di sicurezza per carichi permanenti non strutturali, che per stato limite di resistenza della struttura è pari a 0 e 1.3 per carichi compiutamente definiti e pari a 0 e 1.5 per carichi non compiutamente definiti, rispettivamente nel caso che l'azione sia favorevole o sia sfavorevole;

γ_{Qi} Coeff. parziali di sicurezza per azioni variabili, che per stato limite di resistenza della struttura è pari a 0 e 1.5, rispettivamente nel caso che l'azione sia favorevole o sia sfavorevole;

ψ_{0i}, ψ_{1i}, ψ_{2i} Coeff. di combinazione per l'i-esima azione di carico variabile, riportati nella *Tabella 9-I*.

Tabella 9-I – Categorie dell'Azione Variabile

Categoria/Azione Variabile	ψ_{0j}	Ψ_{1j}	ψ_{1j}
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

10. ANALISI STRUTTURALE E MODELLAZIONE

Al fine di determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali ed effettuare le verifiche agli SLU (in condizioni statiche e sismiche) e agli SLE, sono stati implementati modelli tridimensionale agli elementi finiti della struttura considerata.

Tutti i modelli numerici sono riferiti ad una stessa terna cartesiana ortogonale che individua:

- gli assi X e Y nelle direzioni principali in pianta dell'edificio;
- l'asse Z in direzione verticale, con verso positivo verso l'alto.

10.1 SOFTWARE FEM

Il software utilizzato per l'analisi agli elementi finiti è "SAP2000".

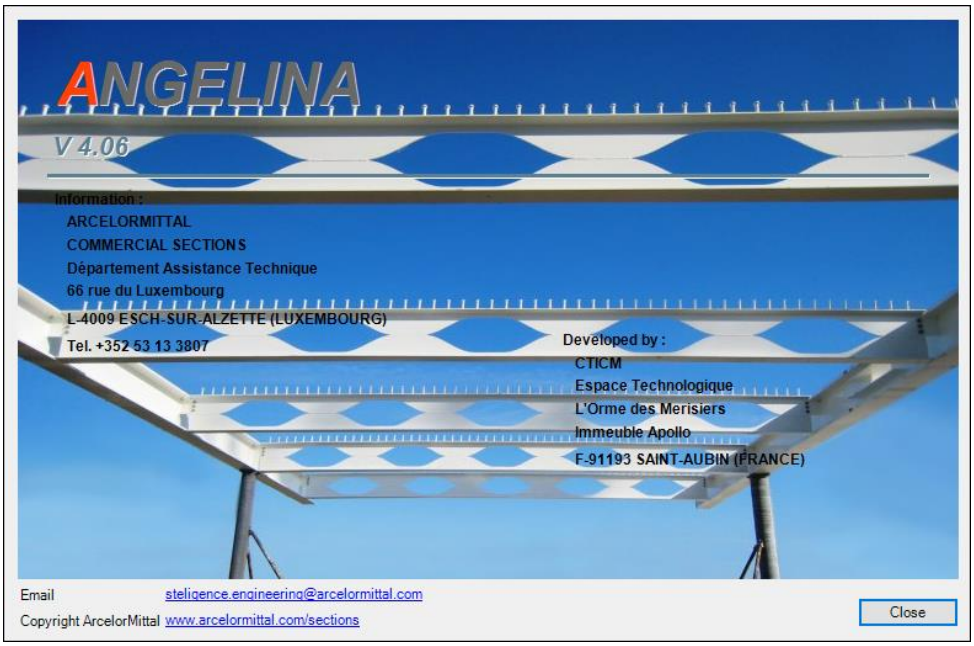
Le informazioni riguardanti le licenze dei software sono contenute nella tabella seguente:



Figura 10-I – Licenza SAP2000

10.2 ALTRI STRUMENTI DI PROGETTAZIONE

Il software utilizzato per la verifica delle travi di tipo "Angelina" è il seguente:



- Microsoft Excel
- VcaSlu
- Profili_v6

10.3 TIPOLOGIE DI ANALISI

Si descrivono in questo paragrafo le tipologie di analisi condotte.

10.3.1 ANALISI STATICA

Per quanto riguarda le analisi statiche, a meno di ulteriori specifiche, si fa sempre riferimento ad analisi di tipo lineare.

10.3.2 ANALISI SISMICHE

Le analisi per la determinazione delle sollecitazioni dovute alle azioni sismiche sono state condotte attraverso un'analisi dinamica modale con spettro di risposta. L'analisi modale senza condensazione dei gradi di libertà (dinamica lineare spettrale via vettori di Ritz, con impalcati modellati con la loro rigidezza di piano) consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è utilizzata una Combinazione Quadratica Completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione, che comprende tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, fino al raggiungimento di almeno l'85% della massa partecipante totale:

$$E = \left[\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j\right]^{0.5}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{\left(1+\beta_{ij}\right)\left[\left(1-\beta_{ij}\right)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\right]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

11. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLE STRUTTURE

11.1 STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni. Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Cap. 2 e 3 delle NTC, oltre che al Cap. 7.

Nei seguenti paragrafi si specificano i principi generali relativi alle verifiche agli Stati Limite Ultimi e a quelli di Esercizio. S'introducono, inoltre, alcune specificità relative a ciascuna tipologia di elemento sottoposto a verifica.

11.1.1 STATI LIMITE ULTIMI

Le sollecitazioni resistenti delle sezioni in calcestruzzo armato vengono determinate a partire dalla resistenza di calcolo di calcestruzzo e acciaio.

Calcestruzzo di classe **C30/37**:

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 17.00$ N/mm^2;

Calcestruzzo di classe **C35/45**:

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 19.83$ N/mm^2;

modello parabola-rettangolo per il rapporto tensioni-deformazioni ($\varepsilon_{c2} = 0.20\%$; $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$).

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, assunto pari a 0.85;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni ($0.83 \cdot R_{ck}$).

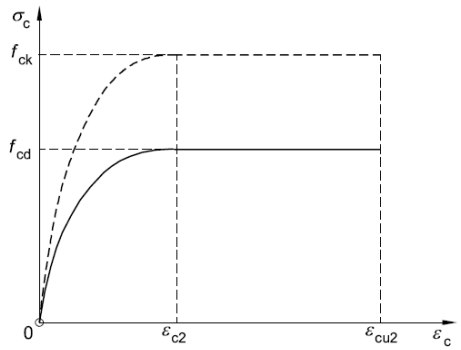


Figura 11-I - Diagramma parabola rettangolo per il calcestruzzo

Acciaio **B450C**:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm^2;

modello elastico-perfettamente plastico per il rapporto tensioni-deformazioni;

$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 391.30/210000 = 1.86‰$;

$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot (A_{gt})_k = 0.9 \cdot 7.5\% = 6.75\%$.

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1.15;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

ε_{ud} è il valore di calcolo della deformazione uniforme ultima.

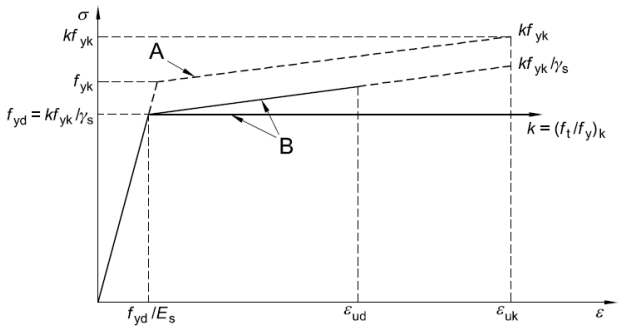


Figura 11-II - Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio da calcestruzzo armato

(A = diagramma idealizzato, B = diagramma di calcolo con modello incrudente o perfettamente plastico)

Nel caso specifico di struttura in calcestruzzo non dissipativa è necessario, come recitano le NTC al §7.4.1, che *"la capacità delle membrature sia valutata in accordo con le regole di cui al §4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al §4.1.2.3.4.2".*

Questa circostanza, confermata dalla circolare 2019, la quale riporta che gli elementi siano *"progettati per rimanere in campo sostanzialmente elastico"*, si realizza utilizzando, nel calcolo dei momenti resistenti per flessione e pressoflessione, dei legami costitutivi per il calcestruzzo e l'acciaio modificati. In particolare, si limitano i valori delle deformazioni ultime ai seguenti valori:

- Per il calcestruzzo, $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2} = 0.20\%$;
- Per l'acciaio, $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 1.86‰$.

I legami costitutivi sono dunque limitati al tratto elastico.

11.1.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limiti di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

11.1.2.1 VERIFICA DELLA FESSURAZIONE

Si fissano limiti ben precisi per lo stato di fessurazione di un elemento strutturale in calcestruzzo armato:

$\sigma_c \geq 0$ stato di decompressione (il calcestruzzo risulta sempre compresso);

$\sigma_{ct} \leq f_{ctm}/1.2$ stato di formazione delle fessure (il calcestruzzo risulta sempre compresso);

$w_d \leq w_m$ stato di apertura delle fessure.

L'ampiezza limite di progetto delle fessure w_{max} viene fissata in funzione della classe di esposizione di ciascun elemento strutturale e della sensibilità delle armature, come risulta dalle tabelle seguenti.

Tabella 11-I – Da Tabella 4.1.IV delle NTC – Criterio di scelta dello stato limite di fessurazione:

Gruppi esigenze	Condizioni ambientali	Classi di esposizione	Combinazione	Armatura (stato limite da rispettare)			
				Sensibile	w_d	Poco sensibile	w_d
a	Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2$	Apertura fessure	$\leq w_3$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1$	Apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_1$	Apertura fessure	$\leq w_2$
			Quasi permanente	Decompressione	-	Apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA4, XF4	Frequente	Formazione fessure	-	Apertura fessure	$\leq w_1$
			Quasi permanente	Decompressione	-	Apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 11-II – Valori raccomandati di wmax (mm) per le classi dell'oggetto in questione:

Tipologia strutturale	Condizioni ambientali	Classe di esposizione	$w_{max,QP}$ (mm)	$w_{max,FR}$ (mm)
Solette	Ordinarie	XC1	$w_2 = 0.3$	$w_3 = 0.4$

Il calcolo dell'ampiezza delle fessure w_k viene condotto, come previsto nelle norme tecniche per le costruzioni, come:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \ \Delta_{sm} \leq w_{max}$$

11.1.3 LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Al fine di evitare fessure nella struttura, la tensione di compressione nel calcestruzzo deve essere limitata al valore $k_1 \cdot f_{ck}$. Il valore raccomandato per k_1 è 0.60 in combinazione caratteristica e 0.45 in combinazione quasi permanente.

Analogamente la tensione di trazione nell'acciaio deve essere limitata al valore $k_3 \cdot f_{yk}$ in combinazione di carico caratteristica. Il valore raccomandato per k_3 è 0.8.

Per la classe di calcestruzzo C30/37 risulta:

$\sigma_c < 0.45\ f_{ck} = 13.50\ N/mm^2$ in combinazione quasi permanente;

$\sigma_c < 0.60\ f_{ck} = 18.00\ N/mm^2$ in combinazione caratteristica (rara).

Per la classe di calcestruzzo C35/45 risulta:

$\sigma_c < 0.45\ f_{ck} = 15.75\ N/mm^2$ in combinazione quasi permanente;

$\sigma_c < 0.60\ f_{ck} = 21\ N/mm^2$ in combinazione caratteristica (rara).

Per l'acciaio B450C risulta:

$\sigma_s < 0.8\ f_{yk} = 360\ N/mm^2$ in combinazione caratteristica (rara).

11.1.4 VERIFICHE SPECIFICHE PER TRAVI

Le verifiche riguardanti gli elementi strutturali orizzontali primari (travi) si effettuano secondo gli schemi indicati nei seguenti paragrafi. Si considerano in generale "travi" quelli per cui è valida la seguente diseguaglianza sull'azione assiale di progetto adimensionalizzata:

$\nu_d = N_{Ed}/(A_c\ f_{cd}) < 0.1$

11.1.4.1 FLESSIONE

Per ciascuna sezione soggetta a verifica deve risultare valida la seguente diseguaglianza (in assenza di significative azioni assiali):

$$M_{Ed} \le M_{Rd}$$

Restano valide le ipotesi sulle resistenze dei materiali allo Stato Limite Ultimo.

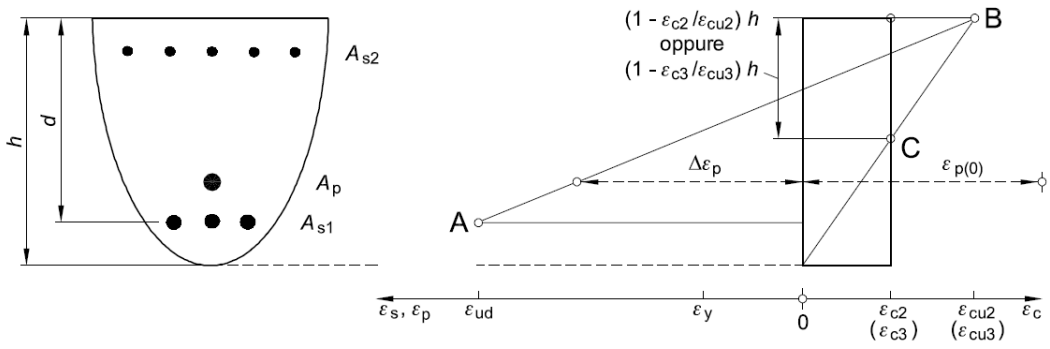


Figura 11-III – Possibili distribuzioni della deformazione allo stato limite ultimo

11.1.4.2 TAGLIO

Per ciascuna sezione soggetta a verifica deve risultare valida la diseguaglianza:

$$V_{Ed} \le V_{Rd}$$

In caso di assenza di armatura specifica a taglio la resistenza si calcola secondo la seguente formulazione:

$$V_{Rd0} = \left[\frac{0.18\, k \left(100\, \rho_1 f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15\, \sigma_{cp} \right] b_w\, d \geq \left[v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w\, d$$

Con:

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

$v_{min} = 0.035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$

d altezza utile della sezione (in mm);

b_w larghezza minima della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w\ d)$ rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2\ f_{cd}$).

Nel caso di <u>presenza di armatura specifica a taglio</u> si effettua la verifica parallela di resistenza per collasso del tirante (armatura trasversale – taglio trazione) e del puntone (calcestruzzo – taglio compressione).

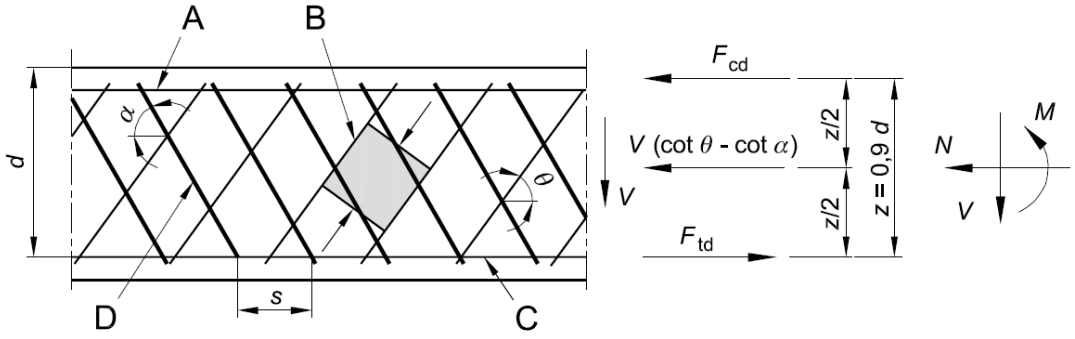


Figura 11-IV – Modello a traliccio con puntone a inclinazione variabile per elementi armati a taglio

(A = corrente compresso, B = puntone, C = corrente teso, D = tirante)

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (z = 0.9 d):

$$V_{Rsd} = z \frac{A_{sw}}{s} f_{yd}\ (\cot\alpha + \cot\vartheta)\ \sin\alpha$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (z = 0.9 d):

$$V_{Rcd} = z\ b_w \alpha_c\ f'_{cd} \frac{\cot\alpha + \cot\vartheta}{1 + \cot^2\vartheta}\ \sin\alpha$$

Resistenza a taglio:

$$V_{Rd} = \min [V_{Rsd}, V_{Rcd}]$$

Con:

A_{sw} area d'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

ϑ angolo d'inclinazione del puntone di calcestruzzo, assunto con la limitazione:

$1 \le \cot \vartheta \le 2.5$;

$f'_{cd} = v_1 f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima con:

$v_1 = 0.5$ per classi di calcestruzzo fino alla C70/85

$v_1 = 0.6 (1-f_{ck}/250)$ per classi di calcestruzzo superiori alla C70/85;

α_c coefficiente maggiorativo pari a:

$\alpha_c = 1$ in caso di elementi non compressi;

$\alpha_c = 1+\sigma_{cp}$ per $0 \le \sigma_{cp} \le 0.25 f_{cd}$;

$\alpha_c = 1.25$ per $0.25 f_{cd} \le \sigma_{cp} \le 0.50 f_{cd}$;

$\alpha_c = 2.50 (1- \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.50 f_{cd} \le \sigma_{cp} \le 1.00 f_{cd}$.

Nel caso di inclinazione del puntone di calcestruzzo ϑ diversa da 45°, bisogna considerare la forza di trazione aggiuntiva ΔF_{td} che insorge sull'armatura longitudinale. La verifica, condotta sulla sezione posta a distanza $l=z(\cot\vartheta+\cot\alpha)$ in assenza di discontinuità della sollecitazione tagliante su tale tratto, si assume soddisfatta se l'armatura longitudinale è in grado di resistere alla seguente forza di trazione complessiva ($z=0.9\ d$):

$$M_{Ed}/z + \Delta F_{td} \quad \text{con} \quad \Delta F_{td}=0.5\ V_{Ed}(\cot\vartheta - \cot\alpha)$$

11.1.4.3 TORSIONE

Nel caso in cui l'equilibrio della struttura dipenda dalla resistenza torsionale, è necessario che sia verificata la seguente diseguaglianza:

$$T_{Ed} \le T_{Rd}$$

Il meccanismo di resistenza è affidato a un traliccio periferico di spessore pari a t in cui lo sforzo si trasferisce, in parallelo, alle bielle compresse di calcestruzzo, alle staffe o armature trasversali e all'armatura longitudinale.

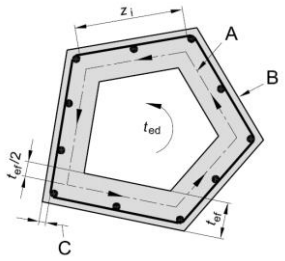


Figura 11-V – Modello a traliccio a periferico per elementi resistenti a torsione

(A = linea media, B = perimetro esterno, C = copriferro)

Resistenza di calcolo dei tiranti sull'armatura trasversale:

$$T_{Rsd} = 2\,\Omega\,\frac{A_s}{s}\,f_{yd}\,\cot\theta$$

Resistenza di calcolo dei tiranti sull'armatura longitudinale:

$$T_{Rld} = 2\,\Omega\,\frac{\sum A_l}{u_m}\,f_{yd}\,\frac{1}{\cot\theta}$$

Resistenza di calcolo delle bielle compresse di calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 2\,\Omega\,t\;f'_{cd}\,\frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

Resistenza a torsione:

$$T_{Rd} = \min[T_{Rsd}, T_{Rld}, T_{Rcd}]$$

Con:

Ω area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

u_m perimetro medio del profilo periferico;

$t = A_c/u$ spessore del profilo periferico, con:

A_c - area complessiva della sezione di calcestruzzo;

u - perimetro esterno della stessa;

A_s area d'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

ϑ angolo d'inclinazione del puntone di calcestruzzo, assunto con la limitazione:

$0.4 \le \cot\vartheta \le 2.5$;

$f'_{cd} = v_1 f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima con:

$v_1 = 0.5$ per classi di calcestruzzo fino alla C70/85

$v_1 = 0.6\,(1-f_{ck}/250)$ per classi di calcestruzzo superiori alla C70/85;

$\sum A_l$ area complessiva delle barre longitudinali.

11.1.4.4 LIMITAZIONE DELLA FESSURAZIONE

L'ampiezza di calcolo delle fessure si ricava dall'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta s_{max}$$

Dove:

ε_{sm} è la deformazione media unitaria delle barre (al netto della deformazione del calcestruzzo);

Δs_{max} è la distanza media tra le fessure.

Le espressioni delle due quantità definite in caso di flessione semplice o tensoflessione semplice sono date dalle seguenti formule:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}}\left(1+\alpha_e \rho_{eff}\right)}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Con:

σ_s tensione nell'armatura tesa, considerando la sezione fessurata;

α_e rapporto E_s/E_{cm};

ρ_{eff} rapporto $A_s/A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ area di calcestruzzo teso attorno all'armatura di altezza $h_{c,ef}$, definito da (vedi *Figura 11-VI* – Casi tipici di area efficace per elementi soggetti a tensoflessione semplice

$h_{c,ef} = \min [2.5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2]$

k_t fattore dipendente dalla durata del carico pari a:

$k_t = 0.6$ per carichi di breve durata;

$k_t = 0.4$ per carichi di lunga durata.

Per spaziatura delle barre d'armatura $s_i \leq 5(c+\phi/2)$ $\quad \Delta s_{max} = k_3\, c + k_1\, k_2\, k_4\, \frac{\phi}{\rho_{eff}}$

Per spaziatura delle barre d'armatura $s_i > 5(c+\phi/2)$ $\quad \Delta s_{max} = 1.3\,(h - x)$

Con:

ϕ diametro delle barre, pari a (in caso di diametri differenti):

$$\phi_{eq} = \frac{\sum n_i \phi_i^2}{\sum n_i \phi_i}$$

c ricoprimento d'armatura;

ρ_{eff} rapporto $A_s/A_{c,eff}$;

x posizione dell'asse neutro della sezione;

k_1 fattore dipendente dalla proprietà di aderenza:

$k_1 = 0.8$ per barre ad aderenza migliorata;

$k_1 = 1.6$ per barre con superficie effettivamente liscia;

k_2 fattore dipendente dalla distribuzione delle deformazioni:

$k_2 = 0.5$ per flessione;

$k_2 = 1.0$ per trazione pura;

$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1$ per trazione eccentrica (o singole parti di sezione, laddove ε_1 e ε_2 sono la massima e la minima deformazione di trazione considerata);

$k_3 = 3.4$

$k_4 = 0.425$

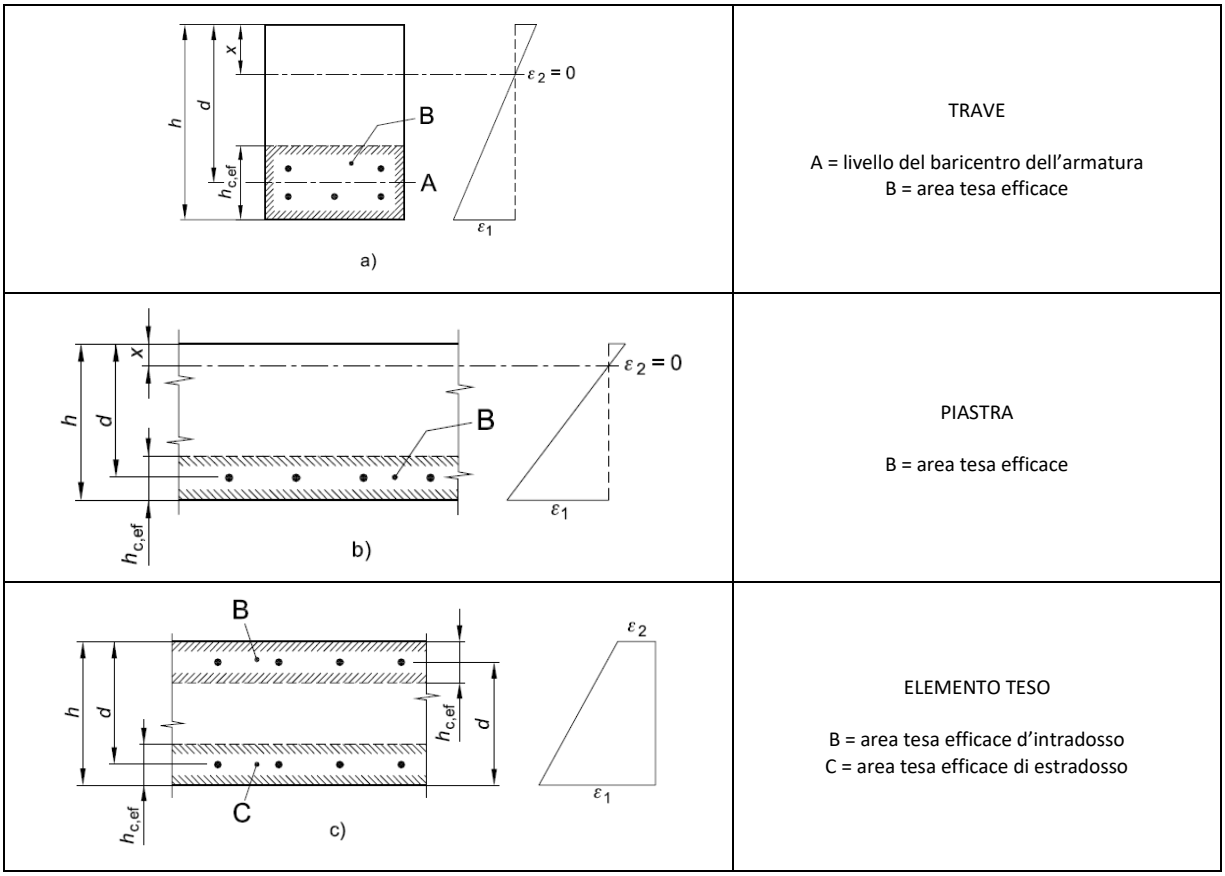


Figura 11-VI – Casi tipici di area efficace per elementi soggetti a tensoflessione semplice

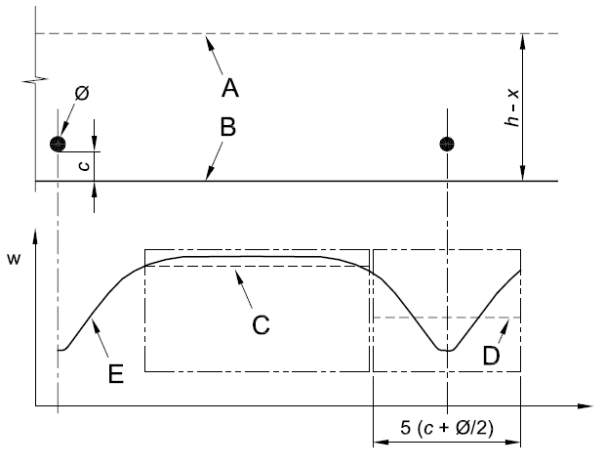


Figura 11-VII – Ampiezza della fessura in funzione della distanza dalle barre

11.1.4.5 LIMITAZIONE DELLA DEFORMABILITÀ

La verifica risulta implicitamente soddisfatta nel caso in cui il rapporto di snellezza rispetti il valore limite specificato in normativa:

$$\lambda = \frac{L}{h} < \lambda_{lim} = \left[11 + \frac{0.0015\, f_{ck}}{\rho + \rho'}\right] \cdot \frac{500\, A_{s,eff}}{f_{yk}\, A_{s,calc}}$$

con:

L luce dell'elemento interessato dall'inflessione;

h altezza della sezione resistente dell'elemento;

f_{ck} resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo;

f_{yk} resistenza caratteristica dell'acciaio d'armatura;

$A_{s,eff}$ area d'armatura tesa effettivamente presente;

$A_{c,calc}$ area d'armatura necessaria per calcolo;

ρ e ρ' rapporti d'armatura tesa e compressa.

I valori della snellezza limite si possono trovare nella tabella seguente.

Tabella 11-III – Da Tabella C.4.1.I delle NTC – Valori di K e snellezze limite per tipologia strutturale

Sistema strutturale	**K**	**Calcestruzzo molto sollecitato (ρ=1.5%)**	**Calcestruzzo poco sollecitato (ρ=0.5%)**
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1.0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali continue sul lato maggiore	1.3	18	26
Campate intermedie di travi o piastre continue mono o bidirezionali	1.5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1.2	17	24

Mensole	0.4	6	8

Il calcolo degli effetti di lunga durata, dovuti alla viscosità del calcestruzzo, avviene attraverso la formulazione proposta dall'Eurocodice 2 (§Appendice B.1).

Se necessario, il calcolo diretto della deformazione viene effettuato mediante la seguente formulazione:

$$f^{*}=\zeta \cdot f_{II}+(1-\zeta)\cdot f_{I}$$

con:

$\zeta=1-c\cdot\beta^{2}$

$\beta=\frac{M_f}{M}$

c coefficiente pari a 0.5 per i carichi permanenti e 1.0 per quelli di breve durata;

M_f momento di prima fessurazione;

f_I è la freccia a lungo termine della sezione integra;

f_{II} freccia in condizioni fessurate.

La freccia a lungo termine può essere espressa in funzione di quella calcolata con un'analisi lineare elastica attraverso l'abbattimento del modulo elastico del calcestruzzo e la conseguente amplificazione della deformazione:

$$f_I=[1+\phi(\infty,t_0)]\cdot f_E$$

dove:

f_E è la freccia elastica desunta dal calcolo elastico lineare;

$\phi(\infty,t_0)$ è il coefficiente di viscosità prima definito.

Una volta presi in considerazione gli effetti a lungo termine sull'elasticità del materiale, è necessario procedere al calcolo dello stato di fessurazione, che influenza la rigidezza della sezione considerata. Il momento di prima fessurazione per sezioni rettangolari è dato con buona approssimazione da:

$$M_f=f_{ctm}\frac{b\cdot h^2}{6}$$

dove:

f_{ctm} è la resistenza media del calcestruzzo a trazione;

b, h sono le dimensioni della sezione.

In generale si può assumere, con buona approssimazione:

$$M_f=f_{ctm}W$$

dove:

W è il modulo di resistenza della sezione.

11.1.5 VERIFICHE SPECIFICHE PER SOLETTE

Le verifiche sugli orizzontamenti si effettuano secondo gli schemi indicati nei seguenti paragrafi. Si considerano come "orizzontamenti" intesi come impalcati le solette con spessore di almeno 70 mm, con rinforzo in entrambe le direzioni pari al minimo specificato da normativa.

11.1.5.1 FLESSIONE

Restano valide le espressioni enunciate nel 11.1.4.1.

11.1.5.2 TAGLIO

Restano valide le espressioni enunciate nel 11.1.4.2.

11.1.5.3 PUNZONAMENTO

Per la verifica a punzonamento deve risultare che la tensione di taglio di calcolo sia inferiore a quella resistente di progetto (§6.4 EC2). In particolare si individuano tre sezioni critiche:

- sezione interna in adiacenza al pilastro, con perimetro pari a u_0, dove:
  $v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$
- sezione esterna, con perimetro di base pari a u_1, dove:
  $v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$ in caso di assenza di armature specifica a punzonamento;
  $v_{Ed,1} \leq v_{Rd,cs}$ in caso di presenza di armature a punzonamento;
- sezione esterna non protetta, distante r_{cont} dal bordo del pilastro, con perimetro pari a $u_{out,ef}$, dove:
  $v_{Ed,2} \leq v_{Rd,c}$ su una sezione distante al massimo k·d dall'ultima armatura a taglio (se presente).

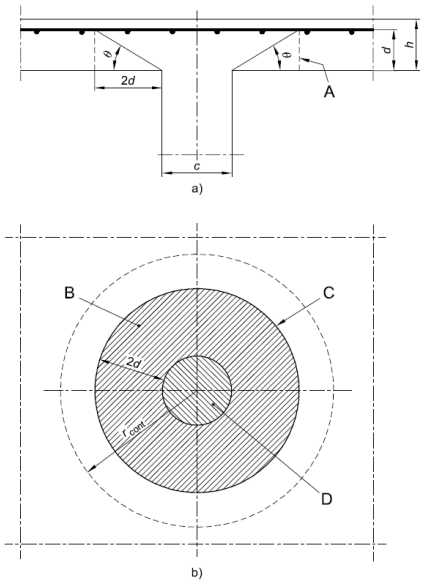


Figura 11-VIII - Individuazione delle verifiche a punzonamento di una soletta a spessore costante su un pilastro a sezione circolare

In generale, l'espressione dell'azione sollecitante si ricava da:

$$v_{Ed,i} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \, d}$$

con:

V_{Ed} taglio di calcolo;

d altezza utile media della piastra, pari a:

$d = \frac{d_y + d_z}{2}$ dove y e z sono le direzioni che definiscono il piano della piastra;

β coefficiente di amplificazione dato dall'eccentricità del taglio, pari a:

$\beta = 1 + 0.6 \, \pi \, \frac{e}{D+4d}$ per le sezioni circolari

$\beta = 1 + 1.8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$ per le sezioni rettangolari

dove

e è l'eccentricità data dalle componenti e_y e e_z;

D è il diametro della sezione circolare;

b_y , b_z sono le dimensioni del perimetro di verifica per i pilastri rettangolari;

d è l'altezza utile della piastra;

u_i è il perimetro di verifica considerato (u_0, u_1 o $u_{out,ef}$).

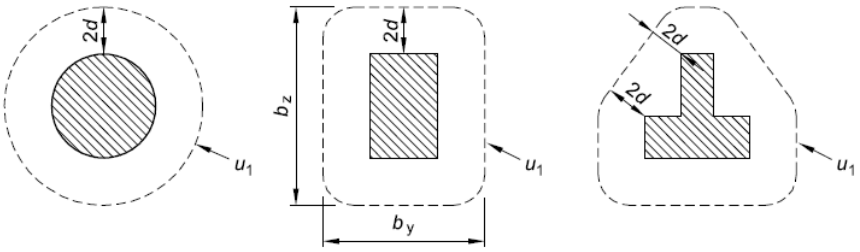


Figura 11-IX - Perimetri di verifica di base per diverse sezioni

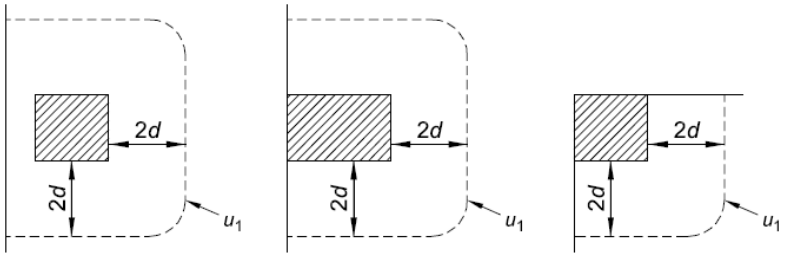


Figura 11-X - Perimetri di verifica di base per diverse posizioni del pilastro (bordo o angolo)

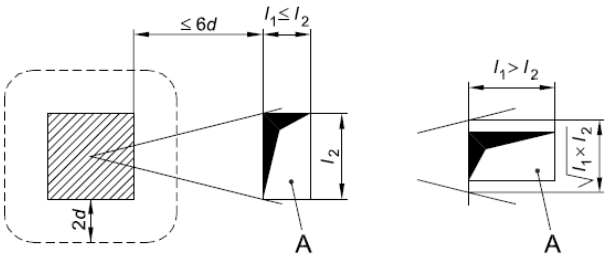


Figura 11-XI - Perimetro di verifica nel caso di presenza di fori

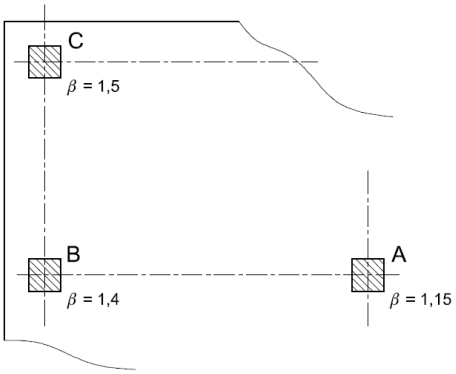


Figura 11-XII - Valori raccomandati del coefficiente β in base alla posizione del pilastro

Il valore di resistenza all'azione tagliante <u>in adiacenza al pilastro (u_0)</u> è dato da:

$$v_{Rd,max} = 0.4\, v\, f_{cd}$$

Con:

$v = \alpha_j(1-\frac{f_{ck}}{250})$ con $\alpha_j = 0.60$;

f_{cd} resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo.

Il valore di resistenza all'azione tagliante sul <u>perimetro di base (u_1)</u> è dato da:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c}\, k \left(100\, \rho_l\, f_{ck}\right)^{1/3} + k_1\, \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1\, \sigma_{cp}$$ in assenza di armatura specifica;

Con:

f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo espressa in MPa;

$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ con d in mm;

$\rho_l = (\rho_{ly}\, \rho_{lz})^{0.5}$ rapporto geometrico dell'armatura longitudinale su una sezione di larghezza $l=c_{y,z}+3d$ ($c_{y,z}$ dimensione del pilastro nelle direzioni y e z), al massimo pari a 0.02;

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$ tensione normale media nel calcestruzzo della sezione critica ($\sigma_{cy,z} = N_{Edy,z}/A_{cy,z}$);

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$

$v_{min} = 0.035\, k^{3/2}\, fck^{1/2}$

$k_1 = 0.10$

Il valore di resistenza all'azione tagliante sul perimetro di base (u_1) è dato da:

$$v_{Rd,cs} = 0.75\, v_{Rd,c} + 1.5\ d/s_r\, A_{sw}\, f_{ywd,ef}\, 1/(u_1\, d)\ \ \sin\alpha \leq k_{max} v_{Rd,c}$$ in presenza di armatura specifica;

Con:

A_{sw} area d'armatura a taglio-punzonamento situata sul perimetro di base;

s_r passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio-punzonamento;

$f_{ywd,ef}$ resistenza di progetto efficace, pari a:

$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25\, d \leq f_{ywd}$ in MPa (con d in mm);

d altezza utile media (in mm);

α angolo compreso fra l'armatura a taglio punzonamento e la piastra.

Il valore di resistenza all'azione tagliante sul perimetro esterno ($u_{out,ef}$) è dato da $v_{Rd,c}$, per cui la distanza alla quale esso si va a collocare rispetto alle armature deve rispettare il seguente limite:

$$d_{out} \leq k_{out} \cdot d$$

con

d_{out} distanza, rispetto all'ultima fila di armatura a taglio-punzonamento, per la quale:

$u_{out,ef} = \beta\, V_{Ed}/(v_{Rd,c}\, d)$

$k_{out} = 1.5$

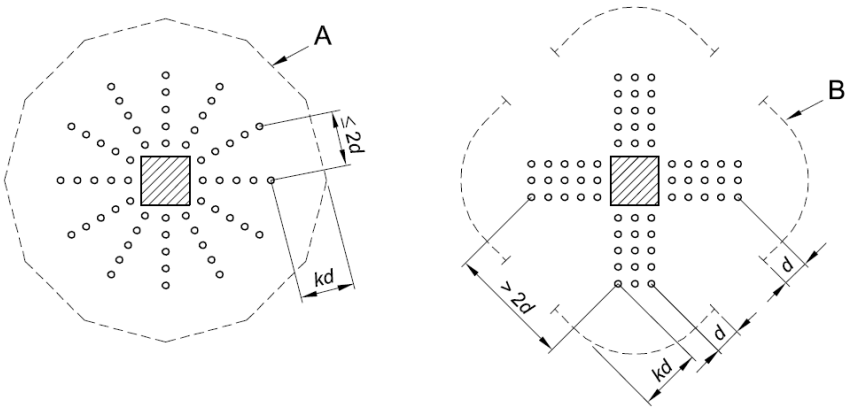


Figura 11-XIII - Individuazione del perimetro esterno di verifica in presenza di armatura

11.1.5.4 LIMITAZIONE DELLA FESSURAZIONE

Restano valide le espressioni enunciate nel 11.1.4.4. Inoltre, se necessario, per angoli d'inclinazione significativi della direzione d'armatura rispetto alla direzione principale di propagazione delle tensioni (> 15°), si può procedere al calcolo della distanza tra le fessure attraverso la:

$$\Delta s_{max} = \frac{1}{\frac{\cos\vartheta}{\Delta s_{max,y}} + \frac{\sin\vartheta}{\Delta s_{max,z}}}$$

ϑ angolo compreso tra la direzione dell'armatura y e la direzione delle tensione principale di trazione;

$\Delta s_{max,y}$ e $\Delta s_{max,z}$ sono le distanze tra le fessure calcolate rispetto agli assi y e z.

11.1.5.5 LIMITAZIONE DELLA DEFORMABILITÀ

Restano valide le espressioni enunciate nel 11.1.4.5. I valori della snellezza limite si possono trovare nella tabella seguente.

Tabella 11-IV – Da Tabella C.4.1.I delle NTC – Valori di K e snellezze limite per tipologia strutturale

Sistema strutturale	**K**	**Calcestruzzo molto sollecitato (ρ=1.5%)**	**Calcestruzzo poco sollecitato (ρ=0.5%)**
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1.0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali continue sul lato maggiore	1.3	18	26
Campate intermedie di travi o piastre continue mono o bidirezionali	1.5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1.2	17	24
Mensole	0.4	6	8

11.2 VERIFICHE SPECIFICHE PER PILASTRI

Le verifiche riguardanti i pilastri si effettuano secondo gli schemi indicati nei seguenti paragrafi. Si considerano pilastri tutti gli elementi per cui sussistono le seguenti condizioni:

$v_d = N_{Ed}/(A_c f_{cd}) > 0.1$ azione di progetto adimensionalizzata;

$b_{max}/b_{min} < 4$ rapporto geometrico tra la dimensione maggiore e la dimensione minore (in caso di sezione rettangolare).

11.2.1 PRESSOFLESSIONE

Per ciascuna sezione soggetta a verifica deve risultare valida la seguente diseguaglianza (in presenza di pressoflessione deviata):

$$\left[\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}(N_{Ed})}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{Ezd}}{M_{Rzd}(N_{Ed})}\right]^{\alpha} \leq 1$$

Con:

M_{Eid} azione sollecitante attorno all'asse i;

$M_{Rid}(N_{Ed})$ azione resistente attorno all'asse i, in funzione dello sforzo normale;

α coefficiente che dipende dalla geometria della sezione e dai seguenti parametri:

$v_d = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$;

$\omega_s = A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$ ..

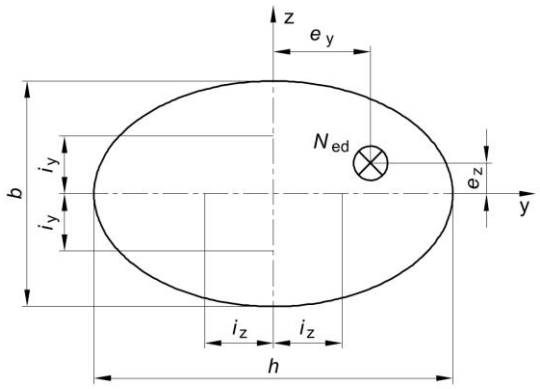


Figura 11-XIV – Sezione soggetta a presso o tensoflessione deviata

In caso di mancanza di specifiche valutazioni, si può porre $\alpha = 1$. Altrimenti (§EC2 5.8.9):

$\alpha = 2.0$ per sezioni circolari ed ellittiche;

$\alpha = 1.0/1.5/2.0$ per sezioni rettangolari e livelli di compressione $N_{Ed}/N_{Rd} = 0.1/0.7/1.0$ dove:

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo assiale;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ è il valore di progetto dello sforzo assiale resistente.

In alternativa è possibile costruire per punti, in funzione dello sforzo normale agente lungo l'asse dell'elemento, il dominio di resistenza della sezione da verificare e controllare che ciascuna coppia di sollecitazioni flettenti rispetto agli assi y-z (associata allo stesso sforzo normale) risulti interna ad esso.

Lo stesso tipo di verifica può essere effettuato in caso di tensoflessione.

11.2.2 TAGLIO

In generale si fa riferimento a quanto enunciato nel 11.1.4.2.

Nel caso di sezioni circolari di diametro D è lecito assumere una sezione rettangolare equivalente la cui larghezza è assunta pari al diametro e la cui altezza utile è assunta pari a 0.8 volte il diametro. Riassumendo:

$b_{w,eq} = D$ larghezza equivalente della sezione circolare;

$h_{w,eq} = 0.8\ D$ altezza utile equivalente della sezione circolare.

Nel caso di inclinazione del puntone di calcestruzzo ϑ diversa da 45°, bisogna considerare la forza di trazione aggiuntiva ΔF_{td} che insorge sull'armatura longitudinale. La verifica, condotta sulla sezione posta a distanza $l = z(\cot\vartheta+\cot\alpha)$ in assenza di discontinuità della sollecitazione tagliante su tale tratto, si assume soddisfatta se l'armatura longitudinale è in grado di resistere alla seguenta forza di trazione complessiva ($z=0.9\ d$ o $z_{eq} = 0.8\ D$):

$$M_{Ed}/z + \Delta F_{td} \quad \text{con} \quad \Delta F_{td}=0.5\ V_{Ed}(\cot\vartheta - \cot\alpha)$$

11.2.3 EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Gli effetti del secondo ordine in presenza di carico assiale possono essere trascurati negli elementi compressi se è soddisfatta la verifica semplificata della snellezza limite, valida per i pilastri ma anche per altri elementi soggetti a instabilità per presso-flessione (§5.8.3.1 EC2):

$$\lambda < \lambda_{lim} = 20\frac{A\ B\ C}{\sqrt{v_N}}$$

dove:

$A = 1/(1+\phi_{ef})$ $A = 0.7$ se ϕ_{ef} non è noto;

$B = (1+2\omega)^{1/2}$ $B = 1.1$ se ω non è noto;

$C = 1.7-r_m$ $C = 0.7$ se r_m non è noto;

$v_N = N_{Ed}/(A_c\ f_{cd})$ è la forza assiale adimensionale;

$\phi_{ef} = \phi(\infty,t_0)\ M_{0Eqp}/M_{0Ed}$ è il coefficiente efficace di viscosità, stabilito in base al rapporto tra il momento in combinazione quasi permanente e il momento di progetto;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$ è il rapporto meccanico di armatura

$r_m = M_{01}/M_{02}$ è il rapporto tra i momenti del primo ordine alle estremità ($|M_{02}| \geq |M_{01}|$);

$\phi(\infty,t_0)$ è la viscosità del calcestruzzo.

Se si pongono A = 0.7 e B = 1.1, la formula restituisce la snellezza limite proposta nelle NTC 2018 (§4.1.2.1.7.2):

$$\lambda < \lambda_{lim} = 15.4 \frac{C}{\sqrt{\nu_N}}$$

Gli effetti del secondo ordine devono essere valutati caso per caso. L'espressione della snellezza si può ricavare da:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

dove:

l_0 è la lunghezza libera d'inflessione dell'elemento;

i è il raggio d'inerzia della sezione non fessurata di calcestruzzo.

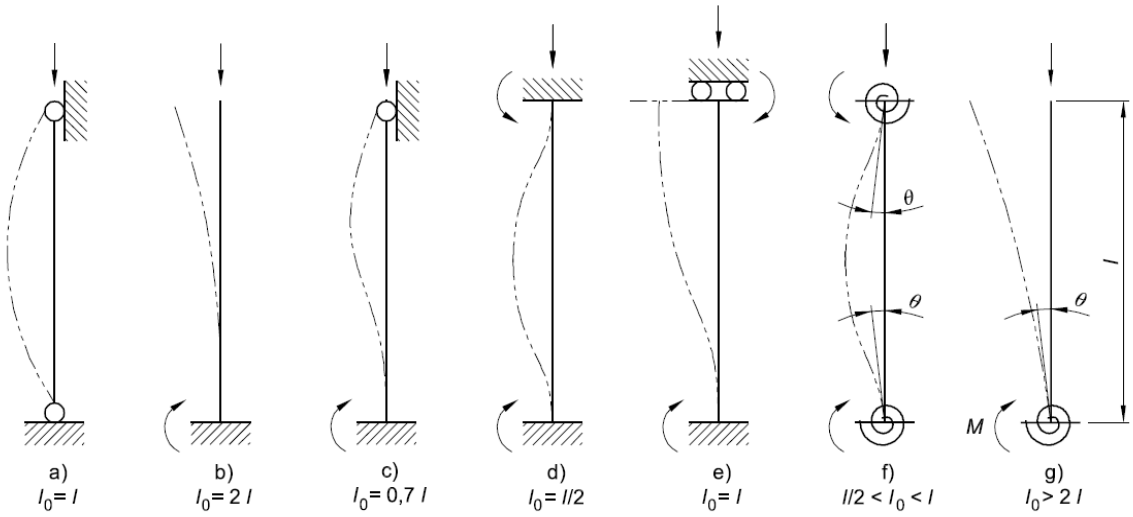


Figura 11-XV – Lunghezze libere d'inflessione nei vari casi contemplati per gli elementi singoli

11.3 VERIFICHE SPECIFICHE PER PARETI

Le verifiche riguardanti le pareti snelle o nuclei di pareti snelle si effettuano secondo gli schemi indicati nei seguenti paragrafi. Si considerano "pareti snelle" o "duttili" tutti gli elementi per cui sussistono le seguenti condizioni:

$l_w/b_w > 4$ rapporto geometrico tra la dimensione maggiore e la dimensione minore della sezione rettangolare della parete;

$h_w/l_w > 2$ rapporto tra l'altezza e la dimensione maggiore della parete;

$l_w < \min [4\ m; 2/3\ h_w]$ dimensione maggiore della sezione della parete (l_w).

S'intendono "pareti tozze" quelle per cui:

$h_w/l_w \leq 2$ rapporto tra l'altezza e la dimensione maggiore della parete.

11.3.1 PRESSOFLESSIONE

Si fa riferimento al 11.2.1.

11.3.2 TAGLIO

Restano valide le espressioni enunciate nel 11.1.4.2.

11.3.3 EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Restano valide le prescrizioni del 11.2.3, con i dovuti accorgimenti per la valutazione del fattore β (§Prospetto 12.1 EC2).

11.4 VERIFICHE SPECIFICHE PER PARETI ESTESE

Le verifiche riguardanti le pareti estese si effettuano secondo gli schemi indicati nei seguenti paragrafi. Si considerano "pareti estese" o "grandi pareti debolmente armate" tutti gli elementi per cui sussistono le seguenti condizioni, ossia per cui si possa considerare una parete con grandi dimensioni trasversali:

$l_w \geq \min [4\ m; 2/3\ h_w]$ dimensione maggiore della sezione della parete (l_w).

11.4.1 PRESSOFLESSIONE

Per ciascuna sezione soggetta a verifica fuori dal piano della parete deve risultare valida la seguente diseguaglianza (in assenza di significative azioni che deviano la flessione):

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}(N_{Ed})$$

Restano valide le ipotesi sulle resistenze dei materiali allo Stato Limite Ultimo.

11.4.2 STATI DI TENSIONE PIANI

In generale, per stati di tensione contentuti nel piano della parete-lastra, risultano così definite le tensioni di calcolo e le relative verifiche (§F.1 EC2):

$$f_{tdx} = \left|\tau_{Edxy}\right| \cot\vartheta - \sigma_{Edx} \leq \rho_x f_{yd}$$

$$f_{tdy} = \left|\tau_{Edxy}\right| \tan\vartheta - \sigma_{Edy} \leq \rho_y f_{yd}$$

$$\sigma_{cd} = \left|\tau_{Edxy}\right| (\cot\vartheta + \tan\vartheta) \leq f_{cd}$$

Dove:

x , y	sono le direzioni di disposizione dell'armatura, ortogonali tra loro;
ρ_x , ρ_y	sono i rapporti geometrici d'armatura nelle direzioni x e y;
f_{yd}	è la resistenza di progetto dell'acciaio d'armatura;
f_{cd}	è la resistenza di progetto del calcestruzzo;
f_{tdx} , f_{tdy}	sono le tensioni di progetto (a trazione) parallele all'armatura di rinforzo;
σ_{cd}	è la tensione di progetto (a compressione) agente sul calcestruzzo;
σ_{Edx} , σ_{Edy} , τ_{Edxy}	sono le tensioni di calcolo agenti rispetto agli assi x e y;
ϑ	è l'angolo d'inclinazione della tensione principale rispetto agli assi x e y.

Per evitare fenomeni fessurativi e assicurare la capacità di deformaziona allo stato limite ultimo, devono risultare valide le seguenti diseguaglianze:

$0.5\ f'_{tdx} \le f_{tdx} \le 2.0\ f'_{tdx}$

$0.5\ f'_{tdy} \le f_{tdy} \le 2.0\ f'_{tdy}$

Con:

	$f'_{tdx} = \lvert\tau_{Edxy}\rvert - \sigma_{Edx}$
per $\sigma_{Edx} \le \lvert\tau_{Edxy}\rvert$	$f'_{tdy} = \lvert\tau_{Edxy}\rvert - \sigma_{Edy}$
	$\sigma_{cd} = 2\lvert\tau_{Edxy}\rvert$
	$f'_{tdx} = 0$
per $\sigma_{Edx} > \lvert\tau_{Edxy}\rvert$	$f'_{tdy} = \tau_{Edxy}^2 / \sigma_{Edx} - \sigma_{Edy}$
	$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx}\,[1 + (\tau_{Edxy}/\sigma_{Edx})^2]$

11.4.3 TAGLIO

Per i meccanismi di collasso a taglio sono valide le espressioni del 11.1.4.2.

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche delle pareti estese non deve essere superata la resistenza a scorrimento sull'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi (§6.2.5 EC2):

$$v_{Rd,s} = c\,f_{ctd} + \mu\,\sigma_n + \rho\,f_{yd}\,(\mu\,\sin\alpha + \cos\alpha)$$

con:

f_{ctd} resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo (di apporto nullo se la tensione normale alla superficie d'interfaccia risulta di trazione);

f_{yd} resistenza di progetto a trazione delle barre d'armatura che attraversano la superficie d'interfaccia con un angolo d'inclinazione α e un rapporto meccanico $\rho = A_s/A_i$;

σ_n tensione normale alla superficie d'interfaccia (positiva se di compressione);

c, μ fattori di scabrezza d'interfaccia per:

superficie molto liscia	c=0.25 e μ=0.50;
superficie liscia	c=0.35 e μ=0.60;
superficie scabra	c=0.45 e μ=0.70;
superficie dentata	c=0.50 e μ=0.90.

In assenza di prescrizioni particolari si può assumere una superficie liscia.

11.4.4 LIMITAZIONE DELLA FESSURAZIONE

Restano valide le espressioni del 11.1.4.4 per le piastre. In particolare, deve essere verificato il comportamento agli stati limite ultimi e di esercizio per ciò che concerne lo stato tensionale dovuto alla variazione a lungo termine della temperatura.

11.4.5 EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Restano valide le prescrizioni del 11.2.3, con i dovuti accorgimenti per la valutazione del fattore β (§Prospetto 12.1 EC2).

11.5 STRUTTURE IN ACCIAIO

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

In generale è possibile procedere alla verifica di resistenza delle singole membrature con il seguente criterio valido per gli stati piani elastici:

$$\sigma_{Ed,x}^2 + \sigma_{Ed,y}^2 - \sigma_{Ed,x}\,\sigma_{Ed,y} + 3\,\tau_{Ed}^2 \le \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}\right)^2$$

dove:

$\sigma_{Ed,x}$ e $\sigma_{Ed,y}$ sono le tensioni normali agenti nel punto preso in esame;

τ_{Ed} è la tensione di taglio agente nel punto preso in esame.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al §11.3 delle NTC, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 5.1. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2}, in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1}.

Tabella 11-V – Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4	γ_{M0} = 1.05
Resistenza all'instabilità delle membrature	γ_{M1} = 1.05
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	γ_{M1} = 1.10
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	γ_{M2} = 1.25

11.5.1 VERIFICHE SPECIFICHE PER TRAVI

11.5.1.1 FLESSIONE

Per la verifica a flessione retta si procede con:

$$\frac{M_{Ed}}{\chi_{LT}\,M_{b,Rd}} \le 1$$

dove:

$M_{b,Rd} = \frac{W_{pl}\cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ per le sezioni di classe 1 e 2;

$M_{b,Rd} = \frac{W_{el,min}\cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ per le sezioni di classe 3;

$M_{b,Rd} = \frac{W_{eff,min}\cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ per le sezioni di classe 4;

W è il modulo di resistenza della sezione (plastico, elastico o efficace);

χ_{LT} è il fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale.

Il fattore di riduzione per instabilità laterale o flesso-torsionale può essere calcolato mediante la seguente formulazione (per sezioni scatolari o con sufficiente rigidezza torsionale può essere assunto pari a 1):

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W f_{yk}}{M_{cr}}}$$

Tabella 11-VI– Fattori d'imperfezione per instabilità flesso-torsionale in funzione della curva di appartenenza

Curva d'instabilità	**a**	**b**	**c**	**d**
Fattore d'imperfezione α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

11.5.1.2 TAGLIO

Per la verifica a taglio si procede con:

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

dove:

$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$ è la resistenza a taglio;

$A_v = A+(t_w-2b+2r)t_f$ è l'area resistente al taglio parallelo all'anima nelle sezioni a doppia T, con A area della sezione, t_w spessore dell'anima, r è il raggio di raccordo, b è la larghezza della piattabanda

$A_v = \frac{A\,b}{b+h}$ è l'area resistente al taglio parallelo al lato b nelle sezioni scatolari cave, con A area della sezione, b e h lati della sezione.

Se $V_{Ed} \leq 0.5\ V_{c,Rd}$, non sono necessarie ulteriori verifiche. In caso contrario è necessario procedere alla verifica dell'interazione tra taglio e flessione, dato che l'influenza del taglio sulle anime soggette a flessione diviene non più trascurabile. In quest'ultimo caso si considera un fattore di riduzione per la resistenza f_y:

$$\rho = \left(\frac{2\,V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1\right)^2$$

dove:

$V_{pl,T,Rd}$ è la resistenza a taglio in presenza di eventuale torsione;

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}}}\ V_{pl,Rd}$$ per le sezioni a doppia T ;

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}}}\ V_{pl,Rd}$$ per le sezioni cave.

$\tau_{t,Ed}$ è la tensione di taglio dovuto alla torsione alla de Saint Venant.

11.5.2 VERIFICHE SPECIFICHE PER PILASTRI

11.5.2.1 PRESSOFLESSIONE

La verifica di stabilità di elementi presso-inflessi avviene assumendo la presenza di vincoli che impediscano spostamenti torsionali (metodo A §C.4.2.4.1.3.3.1 Circolare NTC). Deve risultare verificato:

$$\frac{N_{Ed}\,\gamma_{M1}}{\chi_{min}\,f_{yk}\,A} + \frac{M_{xeq,Ed}\,\gamma_{M1}}{\chi_{LT}\,f_{yk}\,W_x\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{yeq,Ed}\,\gamma_{M1}}{f_{yk}\,W_y\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \le 1$$

dove:

χ_{min} è il minimo fattore di riduzione per instabilità a compressione relativo agli assi d'inerzia principali;

χ_{LT} è il fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale così come definito in 11.5.1.1, con x asse debole (per sezioni scatolari può essere assunto pari a 1);

W_x e W_y sono i moduli resistenti elastici per le sezioni in classe 3 e plastici per le classi 1 e 2;

$N_{cr,x}$, $N_{cr,y}$ sono i carichi critici euleriani relativi agli assi principali;

$M_{xeq,Ed}$, $M_{yeq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Il fattore di riduzione per instabilità può essere calcolato mediante la seguente formulazione:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A\,f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Tabella 11-VII– Fattori d'imperfezione per instabilità flesso-torsionale in funzione della curva di appartenenza

Curva d'instabilità	**a_0**	**a**	**b**	**c**	**d**
Fattore d'imperfezione α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Per la lunghezza libera d'inflessione e la relativa snellezza dell'elemento che entra in merito al calcolo della snellezza ridotta, si adotta la formula:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{\beta\, l}{i}$$

dove:

l è la lunghezza dell'elemento compresso;

β è il fattore legato alla tipologia di vincolo;

i è il raggio d'inerzia della sezione, da valutare nelle due direzioni principali.

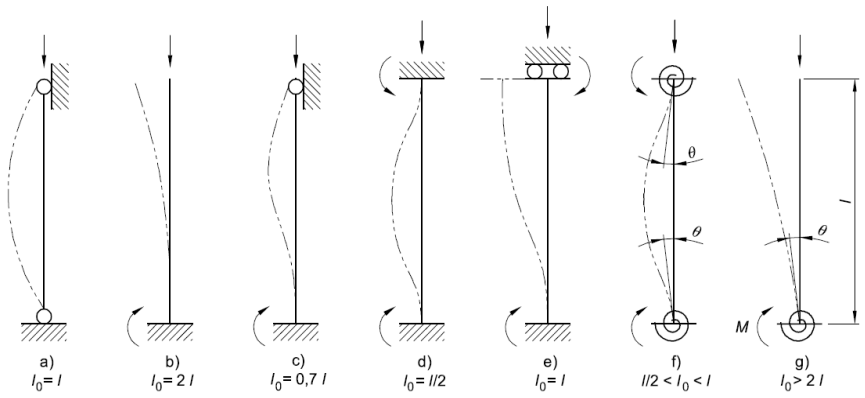


Figura 11-XVI – Lunghezze libere d'inflessione nei vari casi contemplati per gli elementi singoli

In alternativa al metodo illustrato si usa il Metodo 1 dei fattori di interazione, di cui al §6.3.3 e al §Annesso A dell'EC3.

11.5.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

11.5.3.1 SPOSTAMENTI VERTICALI

Vengono adottati i seguenti limiti (evidenziati in azzurro) per gli spostamenti verticali di solai:

Tabella 11-VIII – Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato

Tipologia strutturale	**Limiti superiori per gli spostamenti verticali**	
	δ_{max}/L	**δ_2/L**
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili	1/250	1/300
Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	-

In cui L è la luce dell'elemento, δ_{max} è lo spostamento elastico massimo per combinazione caratteristica rara, δ_2 è lo spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili.

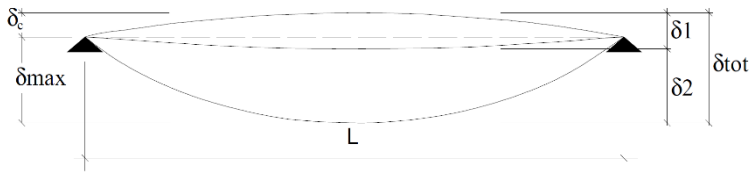


Figura 11-XVII - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche di esercizio
δ_1 = freccia per carichi permanenti, δ_2 = freccia per carichi variabili, δ_c = controfreccia
δ_{tot} = freccia totale, δ_{max} = freccia massima al netto della controfreccia

11.5.3.2 SPOSTAMENTI LATERALI

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti evidenziati in verde.

Tabella 11-IX – Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	**Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali**	
	δ/h	**Δ/H**
Edifici industriali monopiano senza carroponte	1/150	-
Altri edifici monopiano	1/300	-
Edifici multipiano	1/300	1/500

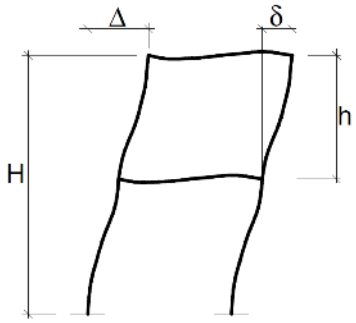


Figura 11-XVIII - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche di esercizio

Δ = spostamento orizzontale totale, H = altezza totale dell'edificio

δ = spostamento orizzontale interpiano, h = altezza d'interpiano

12. MODELLI DI CALCOLO DELLA STRUTTURA

Le strutture sono state studiate attraverso modelli separati. Di seguito si riportano le caratteristiche generali degli elementi impiegati:

- Elementi bidimensionali di tipo "shell";
- Elementi tipo "beam" per la rappresentazione di elementi a sviluppo lineare;

Si riportano di seguito alcune immagini dei modelli utilizzati:

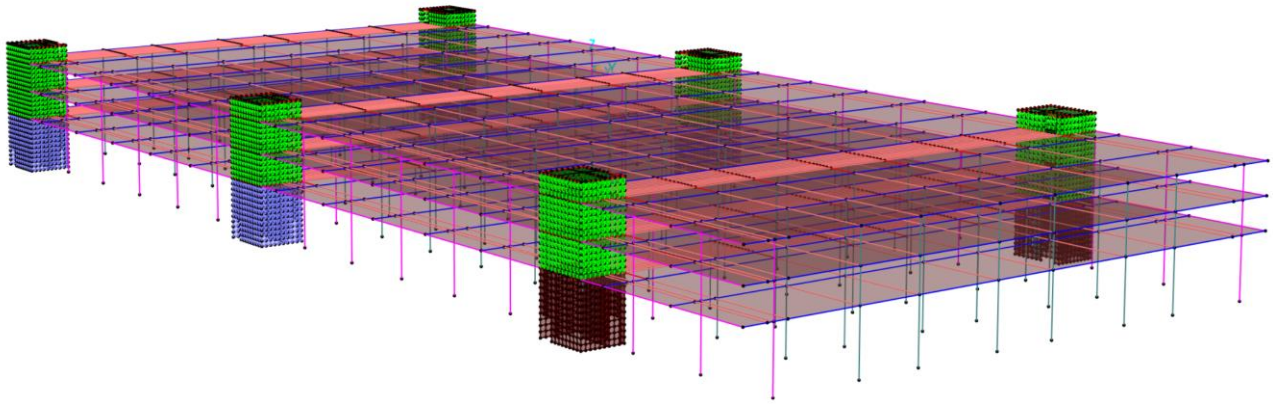


Figura 12-I – Parcheggio

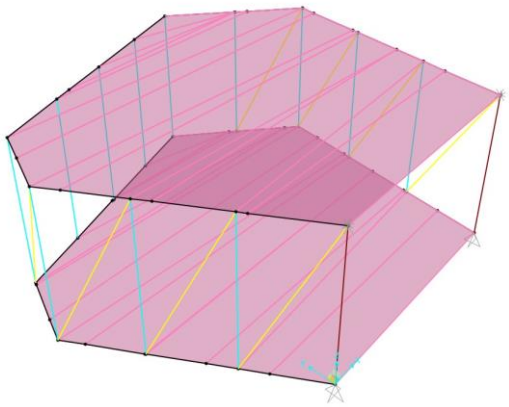


Figura 12-II – Sbalzo Terminal

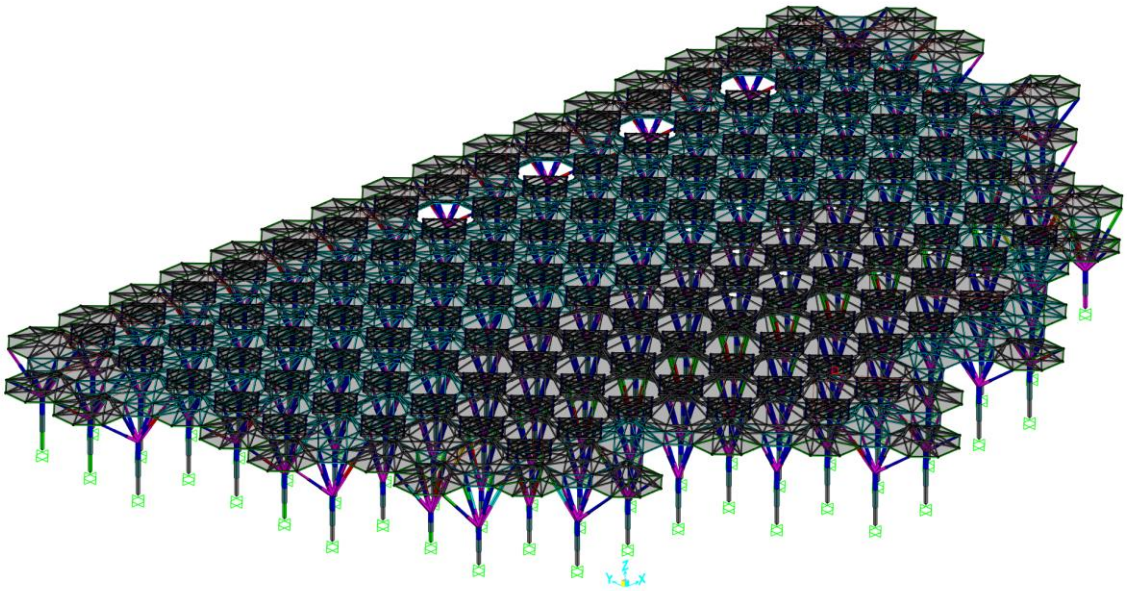


Figura 12-III – Copertura

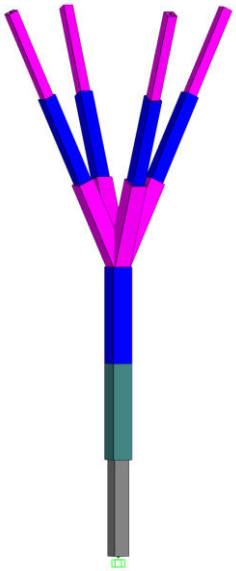


Figura 12-IV – Dettaglio Alberello

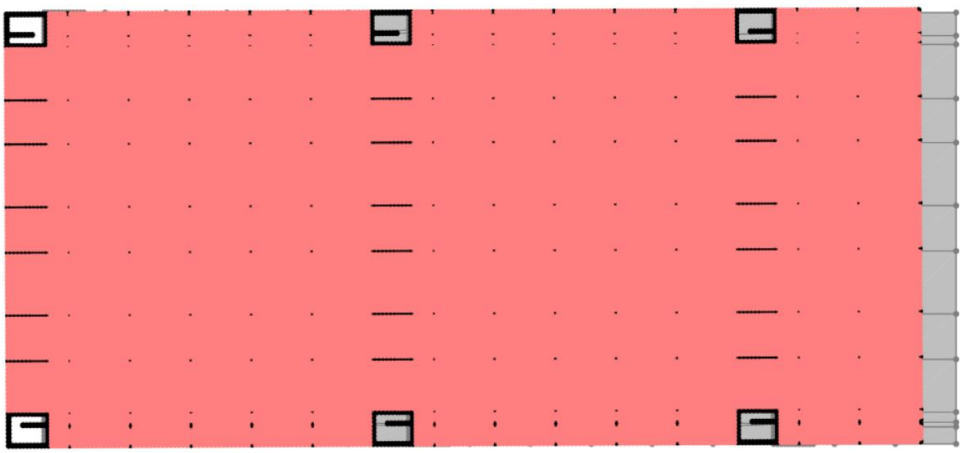
13. RISULTATI DELLE ANALISI

13.1 RISULTATI ANALISI DINAMICA

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi dinamica, evidenziati i primi tre modi fondamentali con le rispettive forme modali di un blocco della zona del parcheggio:

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec
MODAL	Mode	1	0.832697	1.20091696...
MODAL	Mode	2	0.809075	1.23597976...
MODAL	Mode	3	0.782324	1.27824317...
MODAL	Mode	4	0.689431	1.45047139...
MODAL	Mode	5	0.636118	1.57203611...
MODAL	Mode	6	0.612996	1.63133273...
MODAL	Mode	7	0.510082	1.96046750...
MODAL	Mode	8	0.50302	1.98799394...
MODAL	Mode	9	0.487144	2.05277924...
MODAL	Mode	10	0.350485	2.85318600...
MODAL	Mode	11	0.303	3.30033103...
MODAL	Mode	12	0.264994	3.77367568...
MODAL	Mode	13	0.100027	9.99734412...
MODAL	Mode	14	0.086829	11.5168252...
MODAL	Mode	15	0.086217	11.5986336...

Figura 13-I - Analisi Dinamica - Parcheggio



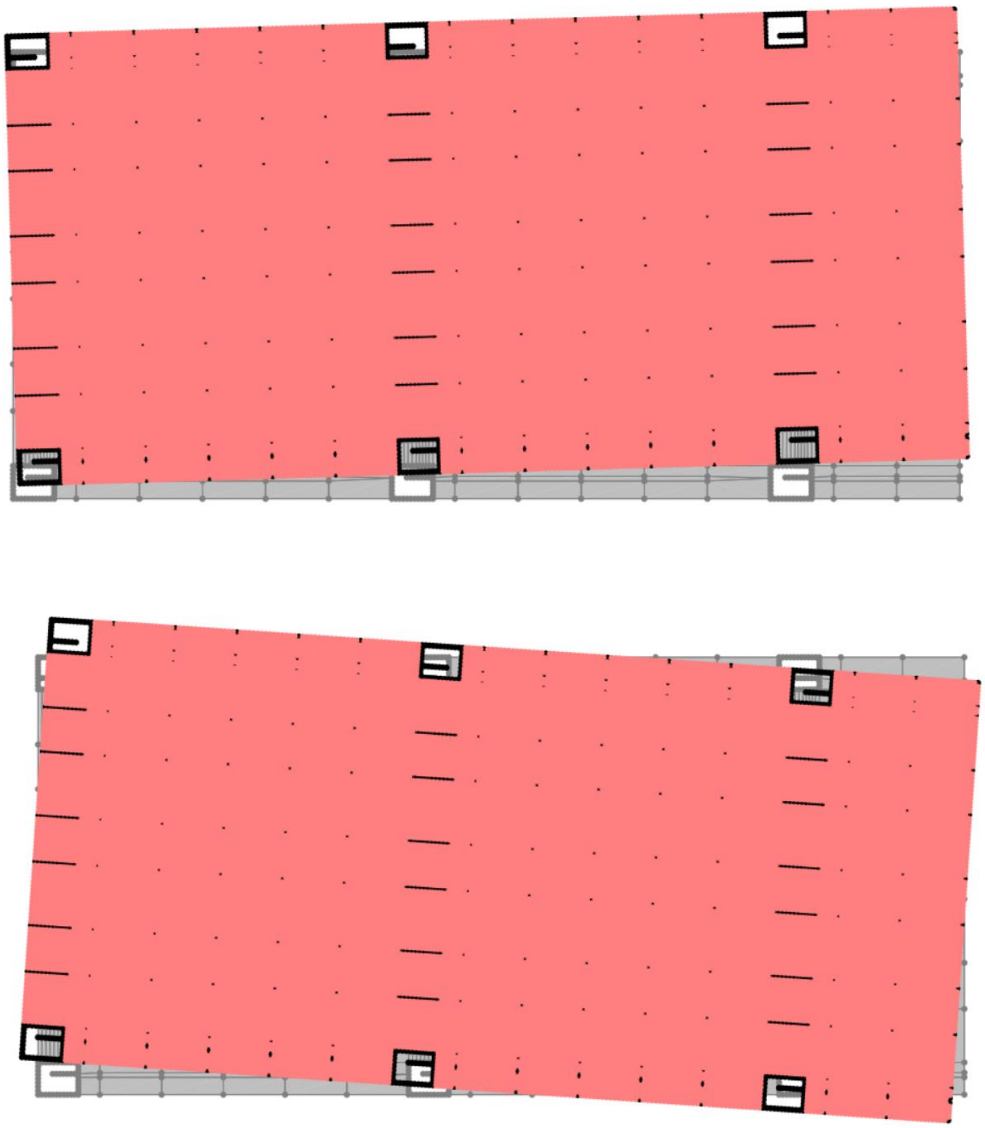


Figura 13-II - Forme Modali – Parcheggio

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi dinamica, della zona della copertura:

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**Frequency**
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	0.911543	1.097040848
MODAL	Mode	2	0.81517	1.226737632
MODAL	Mode	3	0.788505	1.268223413
MODAL	Mode	4	0.644291	1.552093177
MODAL	Mode	5	0.618441	1.616969673
MODAL	Mode	6	0.556037	1.798442179
MODAL	Mode	7	0.525882	1.901566514
MODAL	Mode	8	0.506476	1.974426249
MODAL	Mode	9	0.494241	2.023304796
MODAL	Mode	10	0.486612	2.055026147
MODAL	Mode	11	0.482953	2.070595818
MODAL	Mode	12	0.482004	2.074670999
MODAL	Mode	13	0.480907	2.079402303
MODAL	Mode	14	0.477553	2.094008536
MODAL	Mode	15	0.475374	2.103606665
MODAL	Mode	16	0.473756	2.110793255
MODAL	Mode	17	0.472307	2.117268317
MODAL	Mode	18	0.470652	2.124710184
MODAL	Mode	19	0.469328	2.130705085
MODAL	Mode	20	0.467225	2.140297008
MODAL	Mode	21	0.465344	2.148946004
MODAL	Mode	22	0.464917	2.150923184
MODAL	Mode	23	0.464174	2.15436506
MODAL	Mode	24	0.450188	2.221293004
MODAL	Mode	25	0.448062	2.231832262
MODAL	Mode	26	0.440876	2.268211659
MODAL	Mode	27	0.438831	2.278780242
MODAL	Mode	28	0.435346	2.297024036
MODAL	Mode	29	0.428325	2.334674791
MODAL	Mode	30	0.422688	2.36581078

Figura 13-III – Analisi Dinamica – Copertura

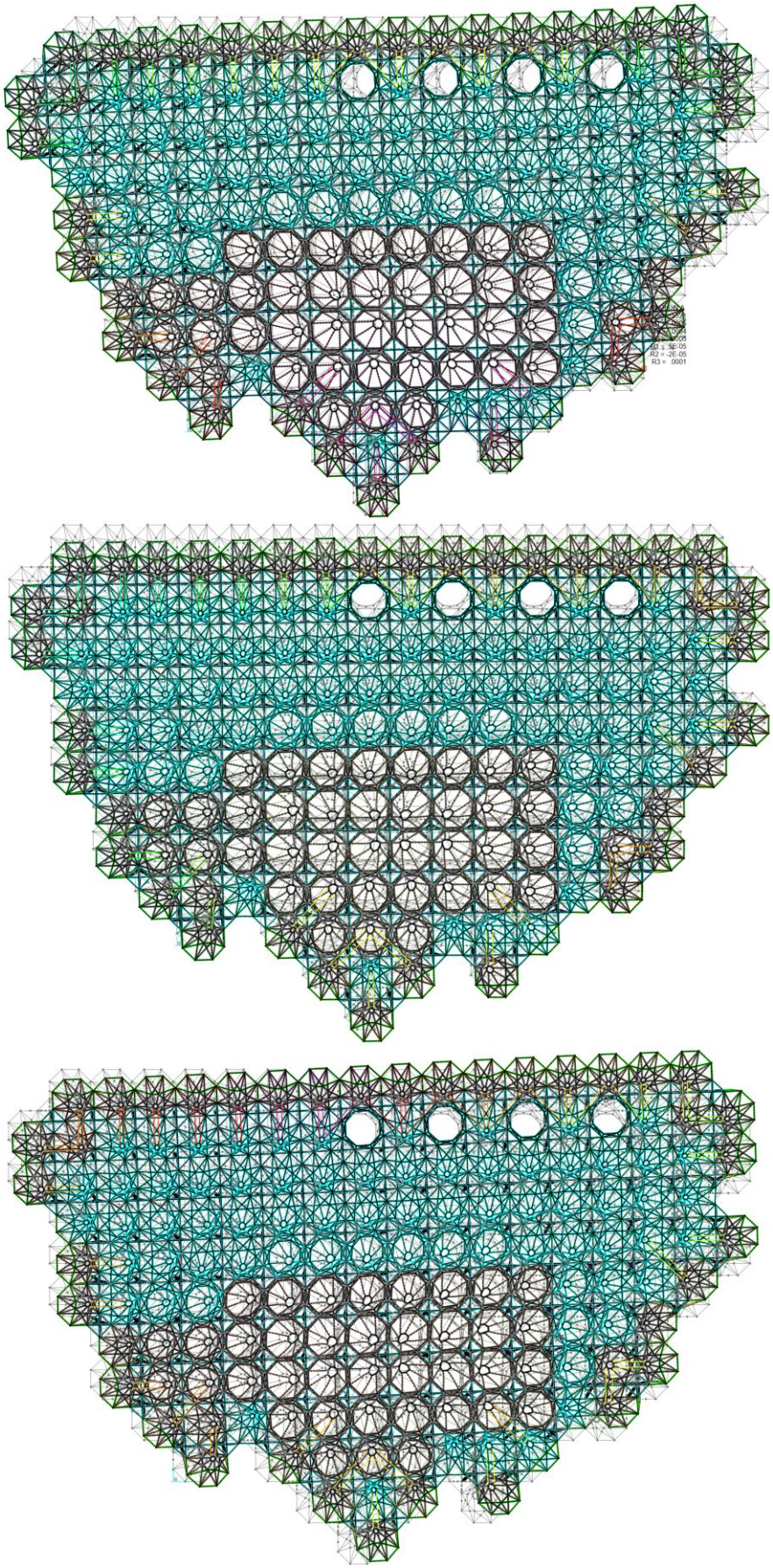
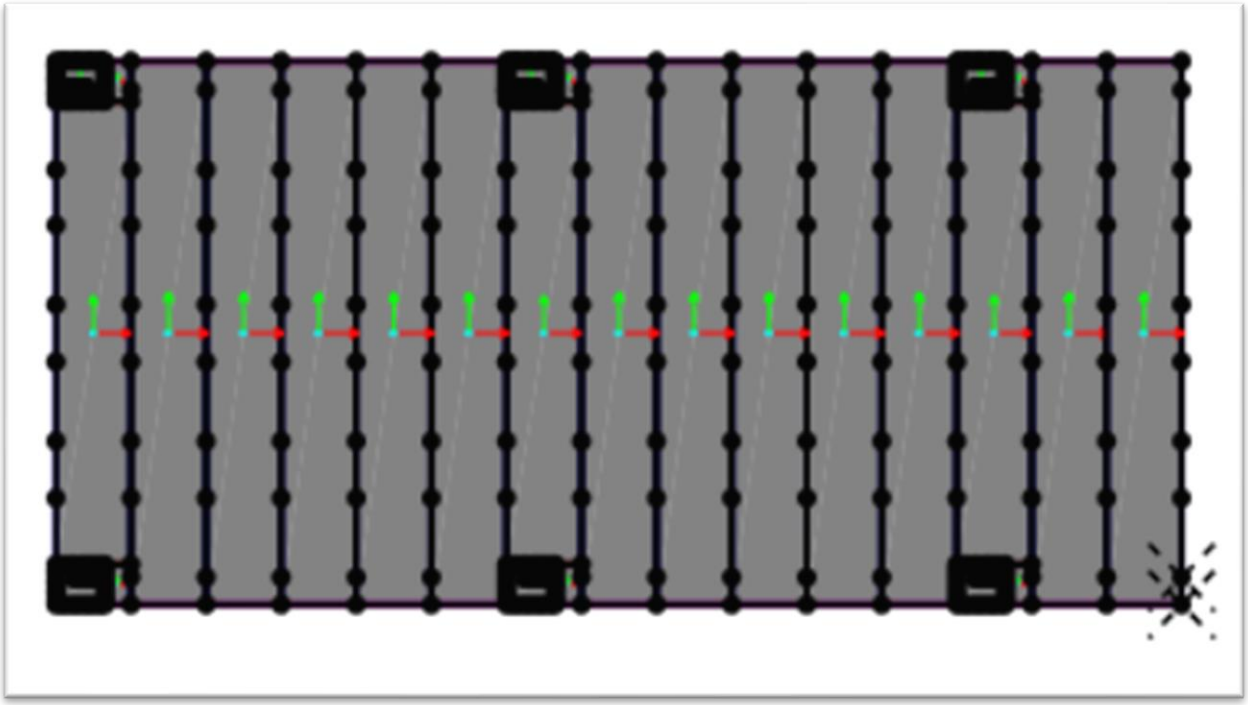


Figura 13-IV - Forme Modali - Copertura

13.2 VERIFICHE DI SPOSTAMENTO DI INTERPIANO

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti interpiano allo Stato Limite di Operatività per la zona del parcheggio:



VERFICA SPOSTAMENTI INTERPIANO										
Nodi di confronto	Impalcato	Combo	Ux [mm]	Uy [mm]	RADQ (Ux^2+Uy^2) [mm]	$H_{interpiano}$ [mm]	q [/]	dr [mm]	Limite [mm]	CHECK
2394	L3	Max	9.3	5.7	10.9	3300	1	3.6	11	OK
2115	L2	Max	6.2	3.8	7.3					
2394	L3	Min	-9.7	-5.6	11.2	3300	1	3.7	11	OK
2115	L2	Min	-6.4	-3.8	7.4					
2272	L3	Max	5.1	16.5	17.3	3300	1	5.5	11	OK
1993	L2	Max	3.5	11.3	11.8					
2272	L3	Min	-5.5	-16.5	17.4	3300	1	5.5	11	OK
1993	L2	Min	-3.7	-11.3	11.9					
1805	L1	Max	3.2	2.0	3.8	6200	1	3.8	20.7	OK
Fondazione	L0	Max	0.0	0.0	0.0					
1805	L1	Min	-3.3	-2.0	3.9	6200	1	3.9	20.7	OK
Fondazione	L0	Min	0.0	0.0	0.0					
1263	L1	Max	1.9	6.0	6.3	6200	1	6.3	20.7	OK
Fondazione	L0	Max	0.0	0.0	0.0					
1263	L1	Min	-2.0	-6.1	6.4	6200	1	6.4	20.7	OK
Fondazione	L0	Min	0.0	0.0	0.0					

Figura 13-V - Verifiche di spostamento di interpiano SLO - Parcheggio

14. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

14.1 VERIFICHE PARCHEGGIO

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi pilastro in carpenteria metallica del parcheggio:

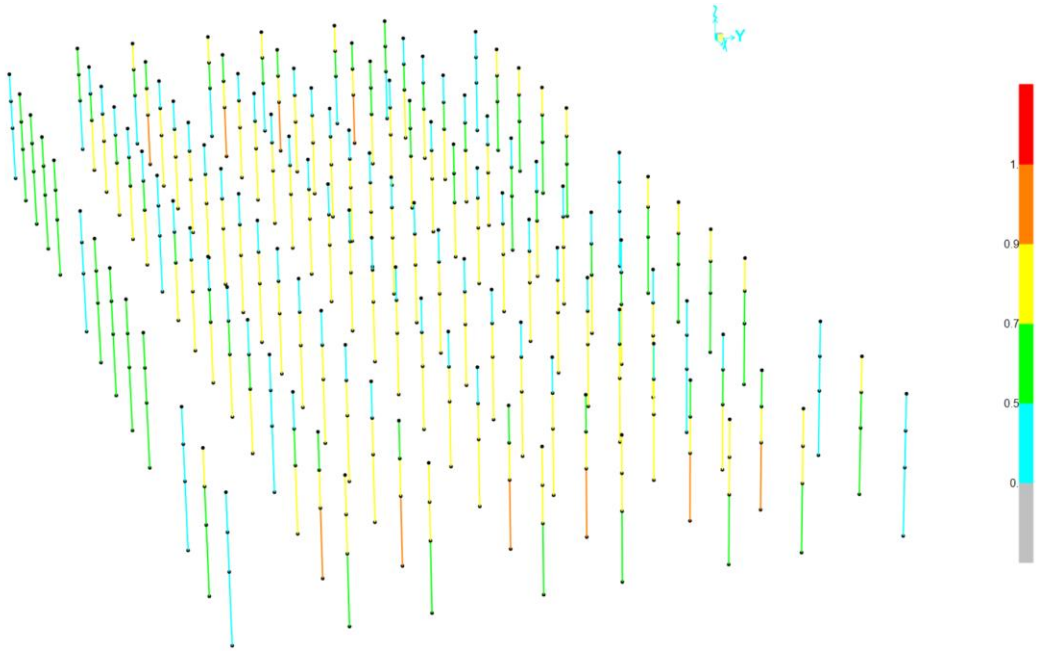


Figura 14-I – Verifiche elementi in carpenteria metallica – Parcheggio

Si riportano di seguito le verifiche allo stato limite di fessurazione degli elementi in cemento armato del parcheggio:

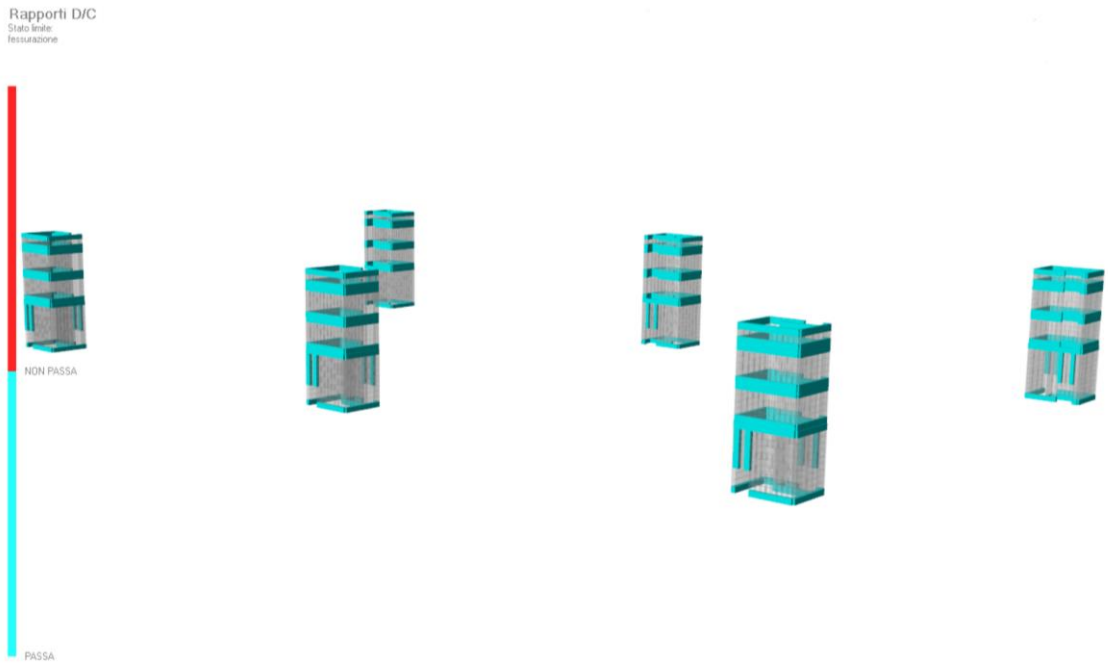


Figura 14-II – Verifiche stato limite di fessurazione – Parcheggio

Si riportano di seguito le verifiche delle tensioni d'esercizio degli elementi in cemento armato del parcheggio:

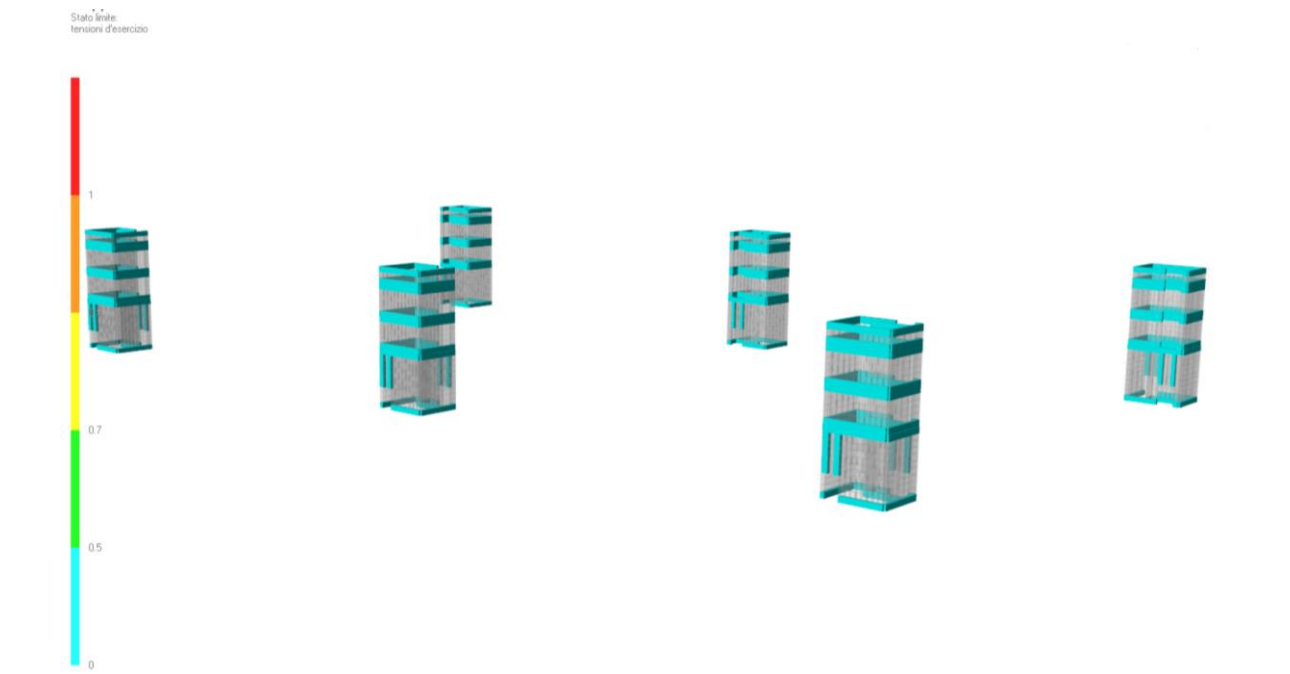


Figura 14-III – Verifiche tensioni d'esercizio – Parcheggio

Si riportano di seguito le verifiche a presso-flessione degli elementi in cemento armato del parcheggio:

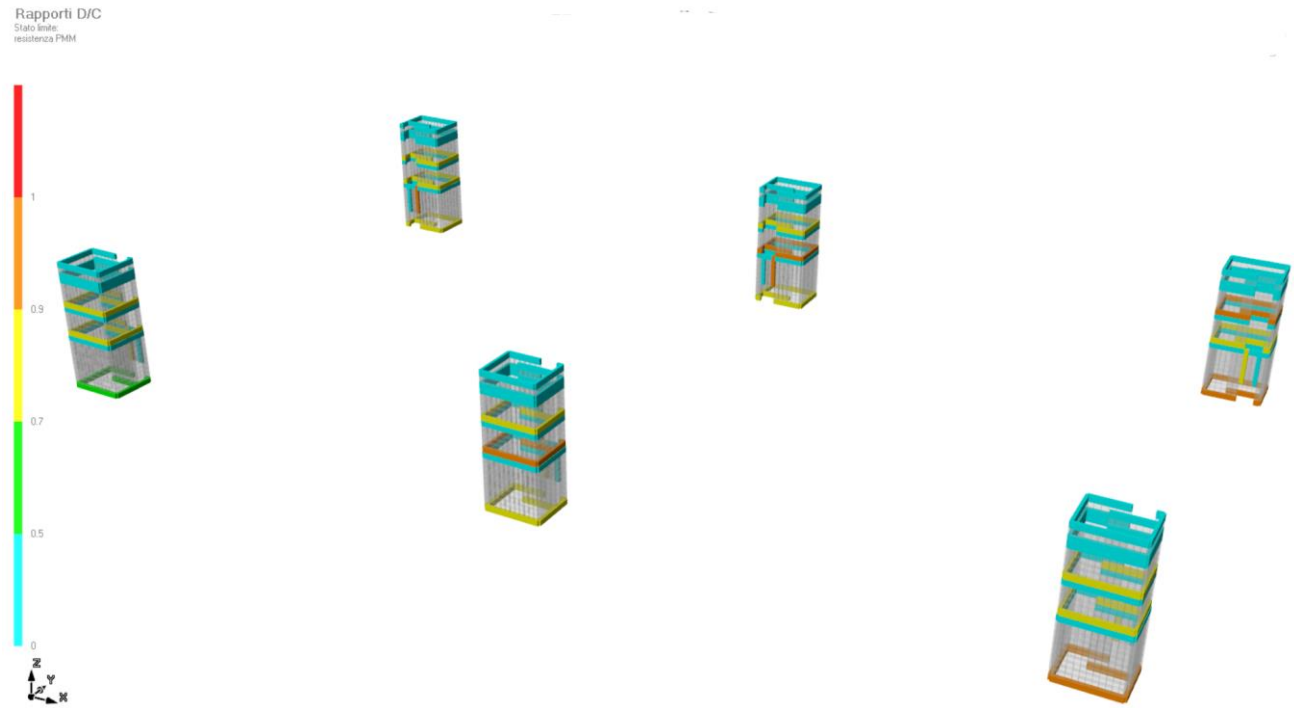


Figura 14-IV – Verifiche Presso-flessione – Parcheggio

Si riportano di seguito le verifiche a taglio degli elementi in cemento armato del parcheggio:

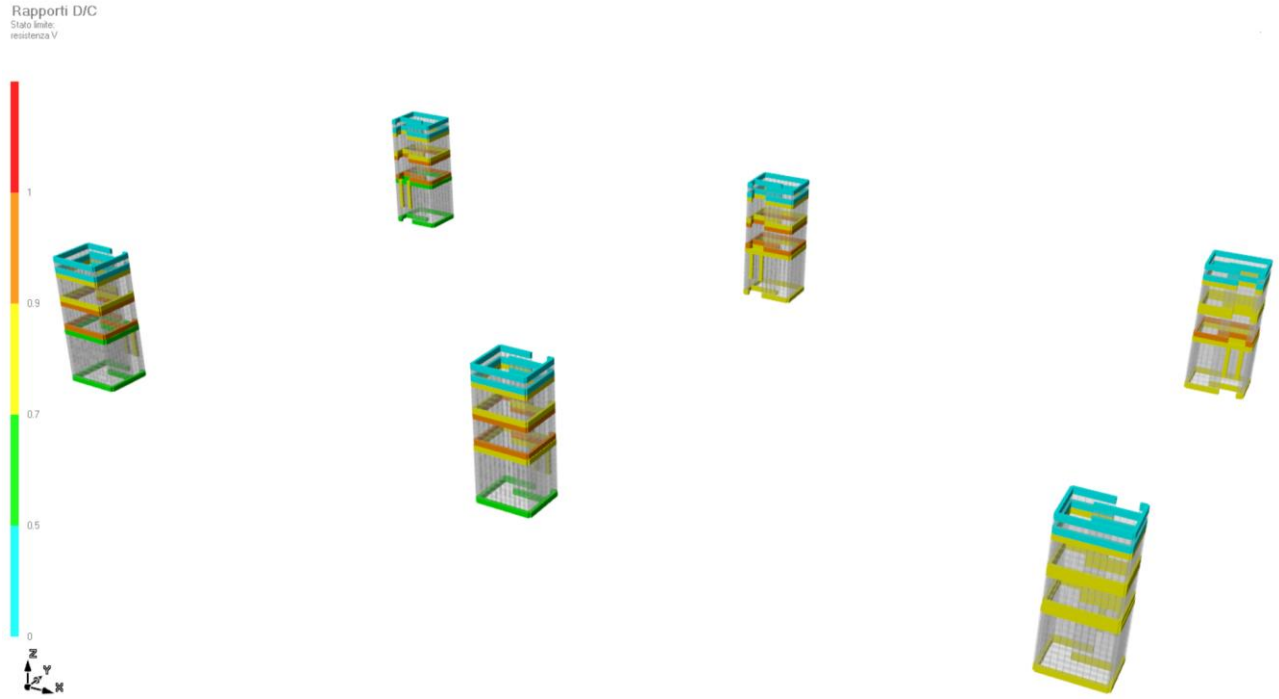


Figura 14-V– Verifiche Taglio – Parcheggio

Tabella 14-I - NUCLEO 1, Verifiche PMM del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
				[kN]	[kNm]	[kNm]	
1B	QKE2	0.43	0.43	-4.658e3	-66.82e3	86.04e3	0.68
1T	QKE1			-3.176e3	-52.66e3	-17.02e3	0.26
2B	QKE1			-2.697e3	-55.38e3	14.95e3	0.84
2T	QKE1			-2.127e3	-23.20e3	6.280e3	0.37
3B	QKE1			-1.622e3	-23.00e3	-6.296e3	0.72
3T	QKE2			-1.115e3	-445.4	-639.7	0.01
4B	QKE2			-409.4	-234.4	341.1	0.01
4T	QKE1			-99.50	50.37	18.10	0.00

Tabella 14-II - NUCLEO 1, Verifiche a taglio del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd	D/C	Combinazione	Vsd	D/C
		[kN]			[kN]	
1B_1	-	-	-	QKE1	5.563e3	0.60
1B_2	QKE2	-3.538e3	0.47	-	-	-
1B_3	-	-	-	QKE1	3.762e3	0.68
1B_4	-	-	-	QKE1	-1.349e3	0.23
1B_5	-	-	-	QKE1	-301.5	0.33
1B_6	QKE2	-3.573e3	0.48	-	-	-
1T_1	-	-	-	QKE1	6.020e3	0.64
1T_2	QKE2	3.891e3	0.52	-	-	-
1T_3	-	-	-	QKE1	4.783e3	0.51
1T_4	-	-	-	QKE1	-1.036e3	0.35
1T_5	QKE2	3.972e3	0.53	-	-	-
2B_1	-	-	-	QKE1	6.765e3	0.94
2B_2	QKE2	3.531e3	0.61	-	-	-

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd [kN]	D/C	Combinazione	Vsd [kN]	D/C
2B_3	-	-	-	QKE1	2.113e3	0.49
2B_4	-	-	-	QKE1	-1.016e3	0.43
2B_5	-	-	-	QKE2	143.5	0.20
2B_6	QKE2	3.480e3	0.60	-	-	-
2T_1	-	-	-	QKE1	6.833e3	0.95
2T_2	QKE2	3.554e3	0.62	-	-	-
2T_3	-	-	-	QKE1	2.100e3	0.49
2T_4	-	-	-	QKE1	-1.042e3	0.44
2T_5	-	-	-	QKE2	-86.11	0.12
2T_6	QKE2	3.492e3	0.60	-	-	-
3B_1	-	-	-	QKE1	6.067e3	0.84
3B_2	QKE2	2.868e3	0.50	-	-	-
3B_3	-	-	-	QKE2	1.020e3	0.47
3B_4	-	-	-	QKE2	-612.1	0.26
3B_5	-	-	-	QKE2	-42.29	0.12
3B_6	QKE2	2.587e3	0.87	-	-	-
3T_1	-	-	-	QKE1	5.913e3	0.82
3T_2	QKE2	2.778e3	0.48	-	-	-
3T_3	-	-	-	QKE2	981.9	0.45
3T_4	-	-	-	QKE2	-579.9	0.25
3T_5	-	-	-	QKE2	-39.93	0.11
3T_6	QKE2	2.468e3	0.83	-	-	-
4B_1	-	-	-	QKE1	-196.4	0.07
4B_2	QKE2	121.0	0.05	-	-	-
4B_3	-	-	-	QKE1	60.69	0.04
4B_4	-	-	-	QKE1	71.31	0.04
4B_5	-	-	-	QKE1	-22.59	0.08
4B_6	QKE2	147.2	0.06	-	-	-
4T_1	-	-	-	QKE1	-54.77	0.02
4T_2	QKE2	37.63	0.02	-	-	-
4T_3	-	-	-	QKE1	-20.96	0.01
4T_4	-	-	-	QKE1	35.59	0.02
4T_5	-	-	-	QKE1	-8.255	0.03
4T_6	QKE2	-41.92	0.02	-	-	-

Tabella 14-III - NUCLEO 1, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	CHR1	-4.984e3	862.5	449.3	-421.1e-3	-18.43	0.02
1T	6.20	CHR1	-3.482e3	3.628e3	-2.155e3	-500.9e-3	-18.43	0.03
2B	6.20	CHR1	-2.907e3	587.2	156.5	-409.5e-3	-18.43	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.347e3	172.6	199.0	-325.3e-3	-18.43	0.02
3B	9.50	CHR1	-1.731e3	337.0	-102.6	-273.3e-3	-18.43	0.01
3T	12.80	CHR4	-1.166e3	-189.7	-57.34	-177.1e-3	-18.43	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	9.121	-55.91e-3	-18.43	0.00
4T	14.60	CHR4	-96.52	3.842	7.579	-14.09e-3	-18.43	0.00

Tabella 14-IV - NUCLEO 1, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	QP1	-4.728e3	582.3	392.3	-387.5e-3	-13.82	0.03
1T	6.20	QP1	-3.226e3	3.281e3	-2.115e3	-466.6e-3	-13.82	0.03
2B	6.20	QP1	-2.737e3	457.0	109.4	-375.2e-3	-13.82	0.03

Sezione	Quota	Combinazione	N	M2	M3	σc,min	σc,lim	D/C
	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
2T	9.50	QP1	-2.166e3	151.8	67.94	-288.6e-3	-13.82	0.02
3B	9.50	QP1	-1.646e3	272.2	-98.15	-255.9e-3	-13.82	0.02
3T	12.80	QP1	-1.075e3	-151.0	-168.4	-172.8e-3	-13.82	0.01
4B	12.80	QP1	-407.8	-1.864	9.121	-55.91e-3	-13.82	0.00
4T	14.60	QP1	-96.52	3.842	7.579	-14.09e-3	-13.82	0.00

Tabella 14-V - NUCLEO 1, Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota	Combinazione	N	M2	M3	σs	σs,lim	D/C
	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	CHR1	-4.984e3	862.5	449.3	-6.301	360.0	0.02
1T	6.20	CHR1	-3.482e3	3.628e3	-2.155e3	-7.446	360.0	0.02
2B	6.20	CHR1	-2.907e3	587.2	156.5	-6.129	360.0	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.347e3	172.6	199.0	-4.871	360.0	0.01
3B	9.50	CHR1	-1.731e3	337.0	-102.6	-4.089	360.0	0.01
3T	12.80	CHR4	-1.166e3	-189.7	-57.34	-2.652	360.0	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	9.121	-838.4e-3	360.0	0.00
4T	14.60	CHR4	-96.52	3.842	7.579	-211.0e-3	360.0	0.00

Tabella 14-VI - NUCLEO 1, Verifiche di fessurazione

Sezione	Quota	FREQ	QP
	[m]	Apertura fessure	Apertura fessure
1B	0.00	OK	OK
1T	6.20	OK	OK
2B	6.20	OK	OK
2T	9.50	OK	OK
3B	9.50	OK	OK
3T	12.80	OK	OK
4B	12.80	OK	OK
4T	14.60	OK	OK

Tabella 14-VII - NUCLEO 2, Verifiche PMM del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
				[kN]	[kNm]	[kNm]	
1B	QKE2	0.43	0.43	-5.246e3	-65.74e3	113.8e3	0.82
1T	QKE2			-3.736e3	33.88e3	46.28e3	0.30
2B	QKE2			-3.052e3	-27.98e3	48.81e3	0.94
2T	QKE2			-2.482e3	-10.77e3	20.19e3	0.37
3B	QKE2			-1.804e3	-11.47e3	19.85e3	0.85
3T	QKE2			-1.323e3	1.058e3	-642.5	0.02
4B	QKE2			-409.5	-234.9	396.5	0.01
4T	QKE1			-99.64	50.76	18.62	0.00

Tabella 14-VIII - NUCLEO 2, Verifiche a taglio del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd	D/C	Combinazione	Vsd	D/C
		[kN]			[kN]	
1B_1	-	-	-	QKE1	-5.550e3	0.59
1B_2	QKE2	-4.813e3	0.64	-	-	-
1B_3	-	-	-	QKE1	3.717e3	0.67
1B_4	-	-	-	QKE1	-1.323e3	0.44
1B_5	-	-	-	QKE1	-308.5	0.34
1B_6	QKE2	-4.770e3	0.64	-	-	-
1T_1	-	-	-	QKE1	6.043e3	0.65
1T_2	QKE2	5.293e3	0.71	-	-	-

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd [kN]	D/C	Combinazione	Vsd [kN]	D/C
1T_3	-	-	-	QKE1	4.769e3	0.51
1T_4	-	-	-	QKE1	-1.009e3	0.34
1T_5	QKE2	5.309e3	0.71	-	-	-
2B_1	-	-	-	QKE1	6.701e3	0.93
2B_2	QKE2	4.549e3	0.79	-	-	-
2B_3	-	-	-	QKE1	-2.199e3	0.51
2B_4	-	-	-	QKE1	-1.044e3	0.44
2B_5	-	-	-	QKE2	182.5	0.26
2B_6	QKE2	4.529e3	0.78	-	-	-
2T_1	-	-	-	QKE1	6.768e3	0.94
2T_2	QKE2	4.583e3	0.79	-	-	-
2T_3	-	-	-	QKE1	-2.160e3	0.50
2T_4	-	-	-	QKE1	-1.070e3	0.45
2T_5	-	-	-	QKE2	-109.3	0.16
2T_6	QKE2	4.534e3	0.79	-	-	-
3B_1	-	-	-	QKE1	5.969e3	0.83
3B_2	QKE2	3.528e3	0.61	-	-	-
3B_3	-	-	-	QKE2	-1.265e3	0.58
3B_4	-	-	-	QKE2	-748.5	0.32
3B_5	-	-	-	QKE2	-51.72	0.14
3B_6	QKE2	3.285e3	0.57	-	-	-
3T_1	-	-	-	QKE1	5.835e3	0.81
3T_2	QKE2	3.410e3	0.59	-	-	-
3T_3	-	-	-	QKE2	-1.209e3	0.55
3T_4	-	-	-	QKE2	-712.1	0.30
3T_5	-	-	-	QKE2	-48.32	0.13
3T_6	QKE2	3.131e3	0.54	-	-	-
4B_1	-	-	-	QKE1	220.0	0.08
4B_2	QKE2	158.3	0.07	-	-	-
4B_3	-	-	-	QKE1	99.00	0.06
4B_4	-	-	-	QKE1	72.89	0.04
4B_5	-	-	-	QKE1	-23.26	0.08
4B_6	QKE2	175.0	0.08	-	-	-
4T_1	-	-	-	QKE1	58.31	0.02
4T_2	QKE2	42.48	0.02	-	-	-
4T_3	-	-	-	QKE1	24.57	0.01
4T_4	-	-	-	QKE1	36.03	0.02
4T_5	-	-	-	QKE2	-9.331	0.03
4T_6	QKE2	-50.54	0.02	-	-	-

Tabella 14-IX - NUCLEO 2, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	CHR1	-5.689e3	1.637e3	640.9	-515.8e-3	-18.43	0.03
1T	6.20	CHR1	-4.187e3	5.767e3	-2.548e3	-664.6e-3	-18.43	0.04
2B	6.20	CHR1	-3.366e3	972.9	215.0	-490.1e-3	-18.43	0.03
2T	9.50	CHR4	-2.807e3	1.278e3	347.5	-464.3e-3	-18.43	0.03
3B	9.50	CHR1	-1.971e3	450.9	-124.0	-317.7e-3	-18.43	0.02
3T	12.80	CHR4	-1.407e3	898.7	39.86	-264.4e-3	-18.43	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	9.121	-55.91e-3	-18.43	0.00
4T	14.60	CHR3	-96.52	3.842	7.579	-14.09e-3	-18.43	0.00

Tabella 14-X - NUCLEO 2, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Sezione	Quota	Combinazione	N	M2	M3	σc,min	σc,lim	D/C
	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	QP1	-5.321e3	1.227e3	497.7	-463.7e-3	-13.82	0.03
1T	6.20	QP1	-3.819e3	5.078e3	-2.474e3	-605.8e-3	-13.82	0.04
2B	6.20	QP1	-3.122e3	772.4	160.2	-442.0e-3	-13.82	0.03
2T	9.50	QP1	-2.551e3	1.069e3	163.0	-401.1e-3	-13.82	0.03
3B	9.50	QP1	-1.849e3	370.7	-109.1	-292.9e-3	-13.82	0.02
3T	12.80	QP1	-1.279e3	763.6	-116.6	-249.9e-3	-13.82	0.02
4B	12.80	QP1	-407.8	-1.864	9.121	-55.91e-3	-13.82	0.00
4T	14.60	QP1	-96.52	3.842	7.579	-14.09e-3	-13.82	0.00

Tabella 14-XI - NUCLEO 2, Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota	Combinazione	N	M2	M3	σs	σs,lim	D/C
	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	CHR1	-5.689e3	1.637e3	640.9	-7.710	360.0	0.02
1T	6.20	CHR1	-4.187e3	5.767e3	-2.548e3	-9.874	360.0	0.03
2B	6.20	CHR1	-3.366e3	972.9	215.0	-7.330	360.0	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.807e3	1.278e3	347.5	-6.934	360.0	0.02
3B	9.50	CHR1	-1.971e3	450.9	-124.0	-4.752	360.0	0.01
3T	12.80	CHR4	-1.407e3	898.7	39.86	-3.948	360.0	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	9.121	-838.4e-3	360.0	0.00
4T	14.60	CHR3	-96.52	3.842	7.579	-211.0e-3	360.0	0.00

Tabella 14-XII - NUCLEO 2, Verifiche di fessurazione

Sezione	Quota	FREQ	QP
	[m]	Apertura fessure	Apertura fessure
1B	0.00	OK	OK
1T	6.20	OK	OK
2B	6.20	OK	OK
2T	9.50	OK	OK
3B	9.50	OK	OK
3T	12.80	OK	OK
4B	12.80	OK	OK
4T	14.60	OK	OK

Tabella 14-XIII - NUCLEO 3, Verifiche PMM del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
				[kN]	[kNm]	[kNm]	
1B	QKE2	0.43	0.43	-5.231e3	-67.34e3	157.2e3	0.97
1T	QKE2			-3.719e3	35.70e3	64.04e3	0.37
2B	QKE2			-3.036e3	-29.76e3	66.54e3	0.75
2T	QKE2			-2.466e3	-11.34e3	26.98e3	0.40
3B	QKE2			-1.793e3	-12.04e3	26.62e3	0.90
3T	QKE2			-1.337e3	1.044e3	-798.4	0.02
4B	QKE2			-409.6	-235.1	512.4	0.01
4T	QKE2			-97.83	28.34	43.42	0.00

Tabella 14-XIV - NUCLEO 3, Verifiche a taglio del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd	D/C	Combinazione	Vsd	D/C
		[kN]			[kN]	
1B_1	-	-	-	QKE1	-5.735e3	0.50
1B_2	QKE2	-6.762e3	0.73	-	-	-
1B_3	-	-	-	QKE1	3.841e3	0.56
1B_4	-	-	-	QKE1	-1.361e3	0.37
1B_5	-	-	-	QKE2	-187.3	0.39

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd [kN]	D/C	Combinazione	Vsd [kN]	D/C
1B_6	QKE2	-6.530e3	0.71	-	-	-
1T_1	-	-	-	QKE1	6.247e3	0.54
1T_2	QKE2	7.429e3	0.80	-	-	-
1T_3	-	-	-	QKE1	4.913e3	0.43
1T_4	-	-	-	QKE1	-1.035e3	0.28
1T_5	QKE2	7.258e3	0.79	-	-	-
2B_1	-	-	-	QKE1	6.943e3	0.79
2B_2	QKE2	6.233e3	0.89	-	-	-
2B_3	-	-	-	QKE2	-2.402e3	0.87
2B_4	-	-	-	QKE1	-1.133e3	0.38
2B_5	-	-	-	QKE2	245.0	0.54
2B_6	QKE2	6.034e3	0.86	-	-	-
2T_1	-	-	-	QKE1	7.014e3	0.80
2T_2	QKE2	6.273e3	0.89	-	-	-
2T_3	-	-	-	QKE1	-2.356e3	0.85
2T_4	-	-	-	QKE1	-1.161e3	0.39
2T_5	-	-	-	QKE2	-146.0	0.32
2T_6	QKE2	6.037e3	0.86	-	-	-
3B_1	-	-	-	QKE1	5.999e3	0.83
3B_2	QKE2	4.587e3	0.79	-	-	-
3B_3	-	-	-	QKE2	-1.647e3	0.75
3B_4	-	-	-	QKE2	-942.3	0.40
3B_5	-	-	-	QKE2	-64.24	0.18
3B_6	QKE2	4.135e3	0.72	-	-	-
3T_1	-	-	-	QKE1	5.865e3	0.81
3T_2	QKE2	4.433e3	0.76	-	-	-
3T_3	-	-	-	QKE2	-1.580e3	0.72
3T_4	-	-	-	QKE2	-897.4	0.38
3T_5	-	-	-	QKE2	-59.36	0.16
3T_6	QKE2	3.937e3	0.68	-	-	-
4B_1	-	-	-	QKE1	220.4	0.08
4B_2	QKE2	195.4	0.09	-	-	-
4B_3	-	-	-	QKE1	101.3	0.06
4B_4	-	-	-	QKE1	74.98	0.04
4B_5	-	-	-	QKE2	-24.54	0.09
4B_6	QKE2	220.6	0.10	-	-	-
4T_1	-	-	-	QKE1	58.44	0.02
4T_2	QKE2	55.03	0.02	-	-	-
4T_3	-	-	-	QKE1	25.23	0.02
4T_4	-	-	-	QKE1	36.16	0.02
4T_5	-	-	-	QKE2	-11.23	0.04
4T_6	QKE2	-64.61	0.03	-	-	-

Tabella 14-XV - NUCLEO 3, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	CHR1	-5.695e3	1.674e3	721.3	-513.3e-3	-22.41	0.02
1T	6.20	CHR1	-4.193e3	5.793e3	-2.585e3	-656.6e-3	-22.41	0.03
2B	6.20	CHR1	-3.370e3	999.2	179.8	-430.8e-3	-22.41	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.812e3	1.287e3	340.0	-445.6e-3	-22.41	0.02
3B	9.50	CHR1	-1.973e3	468.6	-153.5	-315.7e-3	-18.43	0.02
3T	12.80	CHR4	-1.409e3	892.2	42.77	-258.6e-3	-18.43	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	9.121	-55.91e-3	-18.43	0.00

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
4T	14.60	CHR4	-96.52	3.842	7.579	-14.09e-3	-18.43	0.00

Tabella 14-XVI - NUCLEO 3, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	QP1	-5.327e3	1.254e3	515.3	-458.3e-3	-16.81	0.03
1T	6.20	QP1	-3.825e3	5.098e3	-2.506e3	-598.3e-3	-16.81	0.04
2B	6.20	QP1	-3.125e3	793.9	129.6	-388.4e-3	-16.81	0.02
2T	9.50	QP1	-2.555e3	1.079e3	146.3	-384.2e-3	-16.81	0.02
3B	9.50	QP1	-1.851e3	385.4	-127.9	-290.0e-3	-13.82	0.02
3T	12.80	QP1	-1.280e3	758.3	-114.3	-244.1e-3	-13.82	0.02
4B	12.80	QP1	-407.8	-1.864	9.121	-55.91e-3	-13.82	0.00
4T	14.60	QP1	-96.52	3.842	7.579	-14.09e-3	-13.82	0.00

Tabella 14-XVII - NUCLEO 3, Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σs [N/mm²]	σs,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	CHR1	-5.695e3	1.674e3	721.3	-7.672	360.0	0.02
1T	6.20	CHR1	-4.193e3	5.793e3	-2.585e3	-9.754	360.0	0.03
2B	6.20	CHR1	-3.370e3	999.2	179.8	-6.444	360.0	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.812e3	1.287e3	340.0	-6.655	360.0	0.02
3B	9.50	CHR1	-1.973e3	468.6	-153.5	-4.720	360.0	0.01
3T	12.80	CHR4	-1.409e3	892.2	42.77	-3.862	360.0	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	9.121	-838.4e-3	360.0	0.00
4T	14.60	CHR4	-96.52	3.842	7.579	-211.0e-3	360.0	0.00

Tabella 14-XVIII - NUCLEO 3, Verifiche di fessurazione

Sezione	Quota [m]	FREQ Apertura fessure	QP Apertura fessure
1B	0.00	OK	OK
1T	6.20	OK	OK
2B	6.20	OK	OK
2T	9.50	OK	OK
3B	9.50	OK	OK
3T	12.80	OK	OK
4B	12.80	OK	OK
4T	14.60	OK	OK

Tabella 14-XIX - NUCLEO 4, Verifiche PMM del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	D/C
1B	QKE2	0.43	0.43	-4.671e3	73.59e3	-86.07e3	0.71
1T	QKE1			-3.189e3	54.90e3	17.39e3	0.27
2B	QKE1			-2.707e3	58.02e3	-14.54e3	0.87
2T	QKE1			-2.137e3	24.02e3	-6.057e3	0.38
3B	QKE1			-1.627e3	24.11e3	6.498e3	0.76
3T	QKE2			-1.119e3	-517.9	644.0	0.01
4B	QKE2			-409.4	242.6	-341.2	0.01
4T	QKE1			-99.64	-51.19	-18.21	0.00

Tabella 14-XX - NUCLEO 4, Verifiche a taglio del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd [kN]	D/C	Combinazione	Vsd [kN]	D/C
1B_1	-	-	-	QKE1	330.8	0.36
1B_2	QKE2	3.284e3	0.44	-	-	-
1B_3	-	-	-	QKE1	1.484e3	0.50
1B_4	-	-	-	QKE1	5.840e3	0.62
1B_5	-	-	-	QKE1	-3.839e3	0.69
1B_6	QKE2	3.930e3	0.52	-	-	-
1T_1	-	-	-	QKE1	4.958e3	0.53
1T_2	QKE2	-3.652e3	0.49	-	-	-
1T_3	-	-	-	QKE1	1.150e3	0.39
1T_4	-	-	-	QKE1	6.321e3	0.68
1T_5	QKE2	-4.304e3	0.57	-	-	-
2B_1	-	-	-	QKE2	-153.0	0.22
2B_2	QKE2	-3.008e3	0.52	-	-	-
2B_3	-	-	-	QKE1	1.090e3	0.24
2B_4	-	-	-	QKE1	7.094e3	0.98
2B_5	-	-	-	QKE1	2.054e3	0.48
2B_6	QKE2	4.048e3	0.70	-	-	-
2T_1	-	-	-	QKE2	90.05	0.25
2T_2	QKE2	-3.003e3	0.52	-	-	-
2T_3	-	-	-	QKE1	1.118e3	0.47
2T_4	-	-	-	QKE1	7.164e3	0.99
2T_5	-	-	-	QKE1	-2.031e3	0.93
2T_6	QKE2	4.066e3	0.70	-	-	-
3B_1	-	-	-	QKE2	34.96	0.10
3B_2	QKE1	-2.255e3	0.76	-	-	-
3B_3	-	-	-	QKE2	605.3	0.26
3B_4	-	-	-	QKE1	6.321e3	0.88
3B_5	-	-	-	QKE2	-983.3	0.45
3B_6	QKE2	3.380e3	0.59	-	-	-
3T_1	-	-	-	QKE1	35.97	0.10
3T_2	QKE1	-2.186e3	0.74	-	-	-
3T_3	-	-	-	QKE2	559.5	0.24
3T_4	-	-	-	QKE1	6.160e3	0.85
3T_5	-	-	-	QKE2	-954.1	0.44
3T_6	QKE2	3.277e3	0.57	-	-	-
4B_1	-	-	-	QKE1	19.93	0.07
4B_2	QKE2	-128.6	0.06	-	-	-
4B_3	-	-	-	QKE1	-77.05	0.04
4B_4	-	-	-	QKE1	-204.3	0.07
4B_5	-	-	-	QKE1	-61.73	0.04
4B_6	QKE2	-139.2	0.06	-	-	-
4T_1	-	-	-	QKE1	8.258	0.03
4T_2	QKE2	41.17	0.02	-	-	-
4T_3	-	-	-	QKE1	-38.02	0.02
4T_4	-	-	-	QKE1	-55.72	0.02
4T_5	-	-	-	QKE1	-20.32	0.01
4T_6	QKE2	-38.81	0.02	-	-	-

Tabella 14-XXI - NUCLEO 4, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

1T	6.20	CHR4	-3.509e3	-2.753e3	2.605e3	-489.1e-3	-18.43	0.03
2B	6.20	CHR4	-2.926e3	725.6	275.1	-429.5e-3	-18.43	0.02
2T	9.50	CHR1	-2.344e3	251.9	92.46	-319.3e-3	-18.43	0.02

3B	9.50	CHR1	-1.735e3	445.1	366.8	-303.5e-3	-18.43	0.02
3T	12.80	CHR4	-1.171e3	-260.1	56.45	-186.3e-3	-18.43	0.01
4B	12.80	CHR4	-407.8	1.864	-9.106	-55.91e-3	-18.43	0.00
4T	14.60	CHR4	-96.51	-3.842	-7.567	-14.09e-3	-18.43	0.00

Tabella 14-XXII - NUCLEO 4, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Sezione	Quota	Combinazi	N	M2	M3	σc,min	σc,lim	D/C
	[m]	one	[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	QP1	-4.739e3	965.9	-13.96	-389.0e-3	-13.82	0.03
1T	6.20	QP1	-3.237e3	-2.564e3	2.515e3	-458.1e-3	-13.82	0.03
2B	6.20	QP1	-2.744e3	625.1	280.0	-400.9e-3	-13.82	0.03
2T	9.50	QP1	-2.173e3	186.0	147.8	-298.3e-3	-13.82	0.02
3B	9.50	QP1	-1.650e3	354.9	316.2	-280.2e-3	-13.82	0.02
3T	12.80	QP1	-1.079e3	-213.0	168.6	-181.7e-3	-13.82	0.01
4B	12.80	QP1	-407.8	1.864	-9.106	-55.91e-3	-13.82	0.00
4T	14.60	QP1	-96.51	-3.842	-7.567	-14.09e-3	-13.82	0.00

Tabella 14-XXIII - NUCLEO 4, Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota	Combinazi	N	M2	M3	σs	σs,lim	D/C
	[m]	one	[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	CHR4	-5.011e3	1.375e3	49.65	-6.340	360.0	0.02
1T	6.20	CHR4	-3.509e3	-2.753e3	2.605e3	-7.271	360.0	0.02
2B	6.20	CHR4	-2.926e3	725.6	275.1	-6.423	360.0	0.02
2T	9.50	CHR1	-2.344e3	251.9	92.46	-4.783	360.0	0.01
3B	9.50	CHR1	-1.735e3	445.1	366.8	-4.533	360.0	0.01
3T	12.80	CHR4	-1.171e3	-260.1	56.45	-2.786	360.0	0.01
4B	12.80	CHR4	-407.8	1.864	-9.106	-838.4e-3	360.0	0.00
4T	14.60	CHR4	-96.51	-3.842	-7.567	-211.0e-3	360.0	0.00

Tabella 14-XXIV - NUCLEO 4, Verifiche di fessurazione

Sezione	Quota	FREQ	QP
	[m]	Apertura fessure	Apertura fessure
1B	0.00	OK	OK
1T	6.20	OK	OK
2B	6.20	OK	OK
2T	9.50	OK	OK
3B	9.50	OK	OK
3T	12.80	OK	OK
4B	12.80	OK	OK
4T	14.60	OK	OK

Tabella 14-XXV - NUCLEO 5, Verifiche PMM del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
				[kN]	[kNm]	[kNm]	
1B	QKE2	0.43	0.43	-5.256e3	74.70e3	-113.9e3	0.86
1T	QKE2			-3.749e3	27.00e3	51.52e3	0.30
2B	QKE2			-3.051e3	29.84e3	-48.23e3	0.95
2T	QKE2			-2.481e3	12.93e3	-19.80e3	0.45
3B	QKE2			-1.792e3	12.29e3	-19.44e3	0.85
3T	STR16			-1.923e3	1.248e3	-88.43	0.02
4B	QKE2			-409.3	242.1	-397.1	0.01
4T	QKE1			-99.69	-51.02	-18.67	0.00

Tabella 14-XXVI - NUCLEO 5, Verifiche a taglio del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd [kN]	D/C	Combinazione	Vsd [kN]	D/C
1B_1	-	-	-	QKE1	344.8	0.38
1B_2	QKE2	4.380e3	0.58	-	-	-
1B_3	-	-	-	QKE1	-1.546e3	0.52
1B_4	-	-	-	QKE1	-5.828e3	0.62
1B_5	-	-	-	QKE1	-3.885e3	0.70
1B_6	QKE2	5.369e3	0.72	-	-	-
1T_1	-	-	-	QKE1	-4.975e3	0.53
1T_2	QKE2	-4.769e3	0.64	-	-	-
1T_3	-	-	-	QKE1	1.233e3	0.41
1T_4	-	-	-	QKE1	6.358e3	0.68
1T_5	QKE2	-5.884e3	0.79	-	-	-
2B_1	-	-	-	QKE2	198.7	0.55
2B_2	QKE2	3.787e3	0.66	-	-	-
2B_3	-	-	-	QKE1	1.124e3	0.48
2B_4	-	-	-	QKE1	7.063e3	0.98
2B_5	-	-	-	QKE1	2.077e3	0.95
2B_6	QKE2	5.305e3	0.92	-	-	-
2T_1	-	-	-	QKE2	124.6	0.35
2T_2	QKE2	3.772e3	0.65	-	-	-
2T_3	-	-	-	QKE1	1.163e3	0.49
2T_4	-	-	-	QKE1	7.132e3	0.99
2T_5	-	-	-	QKE1	-2.052e3	0.94
2T_6	QKE2	-5.337e3	0.92	-	-	-
3B_1	-	-	-	QKE2	42.21	0.12
3B_2	QKE2	2.454e3	0.83	-	-	-
3B_3	-	-	-	QKE2	697.2	0.30
3B_4	-	-	-	QKE1	6.266e3	0.87
3B_5	-	-	-	QKE2	-1.215e3	0.55
3B_6	QKE2	-4.313e3	0.75	-	-	-
3T_1	-	-	-	QKE2	37.94	0.11
3T_2	QKE2	2.324e3	0.79	-	-	-
3T_3	-	-	-	QKE2	649.5	0.28
3T_4	-	-	-	QKE1	6.122e3	0.85
3T_5	-	-	-	QKE2	-1.183e3	0.54
3T_6	QKE2	-4.183e3	0.72	-	-	-
4B_1	-	-	-	STR27	33.62	0.12
4B_2	QKE2	-160.2	0.07	-	-	-
4B_3	-	-	-	STR27	126.6	0.07
4B_4	-	-	-	QKE1	219.7	0.08
4B_5	-	-	-	QKE1	-59.84	0.04
4B_6	QKE2	-162.0	0.07	-	-	-
4T_1	-	-	-	QKE1	-10.70	0.04
4T_2	QKE2	-48.34	0.02	-	-	-
4T_3	-	-	-	QKE1	42.58	0.02
4T_4	-	-	-	QKE1	56.96	0.02
4T_5	-	-	-	QKE1	-20.10	0.01
4T_6	QKE2	-44.81	0.02	-	-	-

Tabella 14-XXVII - NUCLEO 5, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota	Combinazione	N	M2	M3	σc,min	σc,lim	D/C
	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	CHR4	-5.703e3	2.177e3	-16.48	-514.8e-3	-18.43	0.03
1T	6.20	CHR4	-4.201e3	-1.687e3	3.056e3	-511.7e-3	-18.43	0.03
2B	6.20	CHR4	-3.366e3	1.320e3	295.7	-519.6e-3	-18.43	0.03
2T	9.50	CHR4	-2.795e3	1.392e3	-73.93	-461.8e-3	-18.43	0.03
3B	9.50	CHR1	-1.952e3	686.3	412.9	-355.6e-3	-18.43	0.02
3T	12.80	CHR4	-1.388e3	826.8	-119.4	-268.2e-3	-18.43	0.01
4B	12.80	CHR1	-407.8	1.864	-9.106	-55.91e-3	-18.43	0.00
4T	14.60	CHR3	-96.51	-3.842	-7.567	-14.09e-3	-18.43	0.00

Tabella 14-XXVIII - NUCLEO 5, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Sezione	Quota	Combinazione	N	M2	M3	σc,min	σc,lim	D/C
	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	QP1	-5.317e3	1.632e3	-10.12	-461.4e-3	-13.82	0.03
1T	6.20	QP1	-3.815e3	-1.678e3	2.909e3	-477.9e-3	-13.82	0.03
2B	6.20	QP1	-3.108e3	1.106e3	285.3	-473.2e-3	-13.82	0.03
2T	9.50	QP1	-2.537e3	1.202e3	66.76	-408.6e-3	-13.82	0.03
3B	9.50	QP1	-1.829e3	555.8	351.8	-323.2e-3	-13.82	0.02
3T	12.80	QP1	-1.259e3	701.3	39.27	-227.0e-3	-13.82	0.02
4B	12.80	QP1	-407.8	1.864	-9.106	-55.91e-3	-13.82	0.00
4T	14.60	QP1	-96.51	-3.842	-7.567	-14.09e-3	-13.82	0.00

Tabella 14-XXIX - NUCLEO 5, Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota	Combinazione	N	M2	M3	σs	σs,lim	D/C
	[m]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
1B	0.00	CHR4	-5.703e3	2.177e3	-16.48	-7.697	360.0	0.02
1T	6.20	CHR4	-4.201e3	-1.687e3	3.056e3	-7.614	360.0	0.02
2B	6.20	CHR4	-3.366e3	1.320e3	295.7	-7.764	360.0	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.795e3	1.392e3	-73.93	-6.899	360.0	0.02
3B	9.50	CHR1	-1.952e3	686.3	412.9	-5.309	360.0	0.01
3T	12.80	CHR4	-1.388e3	826.8	-119.4	-4.003	360.0	0.01
4B	12.80	CHR1	-407.8	1.864	-9.106	-838.4e-3	360.0	0.00
4T	14.60	CHR3	-96.51	-3.842	-7.567	-211.0e-3	360.0	0.00

Tabella 14-XXX - NUCLEO 5, Verifiche di fessurazione

Sezione	Quota	FREQ	QP
	[m]	Apertura fessure	Apertura fessure
1B	0.00	OK	OK
1T	6.20	OK	OK
2B	6.20	OK	OK
2T	9.50	OK	OK
3B	9.50	OK	OK
3T	12.80	OK	OK
4B	12.80	OK	OK
4T	14.60	OK	OK

Tabella 14-XXXI - NUCLEO 6, Verifiche PMM del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
				[kN]	[kNm]	[kNm]	
1B	QKE2	0.43	0.43	-5.247e3	74.30e3	156.7e3	0.97
1T	QKE2			-3.735e3	40.28e3	-64.19e3	0.40
2B	QKE2			-3.046e3	-34.36e3	-66.70e3	0.78
2T	QKE2			-2.476e3	15.48e3	27.30e3	0.30

Sezione	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
				[kN]	[kNm]	[kNm]	
3B	QKE2			-1.799e3	-14.06e3	-26.85e3	0.94
3T	QKE2			-1.344e3	1.044e3	793.6	0.02
4B	QKE2			-409.6	-243.1	-512.5	0.01
4T	QKE2			-97.82	28.53	-43.48	0.00

Tabella 14-XXXII - NUCLEO 6, Verifiche a taglio del setto nei confronti della resistenza

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd	D/C	Combinazione	Vsd	D/C
		[kN]			[kN]	
1B_1	-	-	-	QKE1	3.949e3	0.58
1B_2	QKE2	6.811e3	0.74	-	-	-
1B_3	-	-	-	QKE1	-5.995e3	0.52
1B_4	-	-	-	QKE1	-1.469e3	0.20
1B_5	-	-	-	QKE2	-193.0	0.41
1B_6	QKE2	6.514e3	0.70	-	-	-
1T_1	-	-	-	QKE1	5.075e3	0.44
1T_2	QKE2	-7.458e3	0.81	-	-	-
1T_3	-	-	-	QKE1	6.541e3	0.57
1T_4	-	-	-	QKE1	-1.141e3	0.15
1T_5	QKE2	-7.225e3	0.78	-	-	-
2B_1	-	-	-	QKE2	-2.547e3	0.92
2B_2	QKE2	6.152e3	0.88	-	-	-
2B_3	-	-	-	QKE1	7.246e3	0.83
2B_4	-	-	-	QKE1	-1.107e3	0.37
2B_5	-	-	-	QKE2	241.7	0.53
2B_6	QKE2	6.140e3	0.87	-	-	-
2T_1	-	-	-	QKE2	2.472e3	0.89
2T_2	QKE2	-6.175e3	0.88	-	-	-
2T_3	-	-	-	QKE1	7.318e3	0.83
2T_4	-	-	-	QKE1	-1.131e3	0.38
2T_5	-	-	-	QKE2	-144.1	0.32
2T_6	QKE2	-6.146e3	0.88	-	-	-
3B_1	-	-	-	QKE2	-1.718e3	0.78
3B_2	QKE2	-4.410e3	0.76	-	-	-
3B_3	-	-	-	QKE1	6.209e3	0.86
3B_4	-	-	-	QKE2	-857.8	0.36
3B_5	-	-	-	QKE2	-68.02	0.19
3B_6	QKE2	-4.311e3	0.75	-	-	-
3T_1	-	-	-	QKE2	-1.647e3	0.75
3T_2	QKE2	-4.256e3	0.73	-	-	-
3T_3	-	-	-	QKE1	6.068e3	0.84
3T_4	-	-	-	QKE2	-818.4	0.35
3T_5	-	-	-	QKE2	-62.36	0.17
3T_6	QKE2	-4.109e3	0.71	-	-	-
4B_1	-	-	-	QKE1	103.9	0.05
4B_2	QKE2	-194.1	0.07	-	-	-
4B_3	-	-	-	QKE1	223.3	0.06
4B_4	-	-	-	QKE1	73.65	0.03
4B_5	-	-	-	QKE2	-24.87	0.07
4B_6	QKE2	-223.8	0.08	-	-	-
4T_1	-	-	-	QKE1	25.83	0.01
4T_2	QKE2	-54.76	0.02	-	-	-
4T_3	-	-	-	QKE1	59.88	0.02
4T_4	-	-	-	QKE1	36.02	0.02

Sezione	Direzione 2			Direzione 3		
	Combinazione	VSd [kN]	D/C	Combinazione	Vsd [kN]	D/C
4T_5	-	-	-	QKE2	-11.52	0.03
4T_6	QKE2	65.10	0.02	-	-	-

Tabella 14-XXXIII - NUCLEO 6, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	CHR1	-5.715e3	1.799e3	-88.39	-483.5e-3	-22.41	0.02
1T	6.20	CHR1	-4.213e3	5.794e3	2.977e3	-694.3e-3	-22.41	0.03
2B	6.20	CHR1	-3.383e3	977.1	201.4	-440.5e-3	-22.41	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.824e3	1.296e3	-107.4	-387.1e-3	-22.41	0.02
3B	9.50	CHR1	-1.980e3	441.2	360.2	-335.6e-3	-18.43	0.02
3T	12.80	CHR4	-1.416e3	897.3	-50.52	-260.7e-3	-18.43	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	-9.110	-55.91e-3	-18.43	0.00
4T	14.60	CHR3	-96.51	3.842	-7.567	-14.09e-3	-18.43	0.00

Tabella 14-XXXIV - NUCLEO 6, Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σc,min [N/mm²]	σc,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	QP1	-5.343e3	1.283e3	-62.57	-434.4e-3	-16.81	0.03
1T	6.20	QP1	-3.841e3	5.097e3	2.850e3	-631.7e-3	-16.81	0.04
2B	6.20	QP1	-3.136e3	774.7	204.3	-401.1e-3	-16.81	0.02
2T	9.50	QP1	-2.565e3	1.072e3	41.58	-347.1e-3	-16.81	0.02
3B	9.50	QP1	-1.857e3	373.0	323.9	-309.9e-3	-13.82	0.02
3T	12.80	QP1	-1.286e3	761.3	109.1	-244.6e-3	-13.82	0.02
4B	12.80	QP1	-407.8	-1.864	-9.110	-55.91e-3	-13.82	0.00
4T	14.60	QP1	-96.51	3.842	-7.567	-14.09e-3	-13.82	0.00

Tabella 14-XXXV - NUCLEO 6, Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Sezione	Quota [m]	Combinazione	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	σs [N/mm²]	σs,lim [N/mm²]	D/C
1B	0.00	CHR1	-5.715e3	1.799e3	-88.39	-7.232	360.0	0.02
1T	6.20	CHR1	-4.213e3	5.794e3	2.977e3	-10.31	360.0	0.03
2B	6.20	CHR1	-3.383e3	977.1	201.4	-6.587	360.0	0.02
2T	9.50	CHR4	-2.824e3	1.296e3	-107.4	-5.785	360.0	0.02
3B	9.50	CHR1	-1.980e3	441.2	360.2	-5.013	360.0	0.01
3T	12.80	CHR4	-1.416e3	897.3	-50.52	-3.893	360.0	0.01
4B	12.80	CHR3	-407.8	-1.864	-9.110	-838.4e-3	360.0	0.00
4T	14.60	CHR3	-96.51	3.842	-7.567	-211.0e-3	360.0	0.00

Tabella 14-XXXVI - NUCLEO 6, Verifiche di fessurazione

Sezione	Quota [m]	FREQ Apertura fessure	QP Apertura fessure
1B	0.00	OK	OK
1T	6.20	OK	OK
2B	6.20	OK	OK
2T	9.50	OK	OK
3B	9.50	OK	OK
3T	12.80	OK	OK
4B	12.80	OK	OK
4T	14.60	OK	OK

Tabella 14-XXXVII - VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVI-PARETE

TABLE: Verifica tirante travi parete								
SectionCut	**OutputCase**	**NED**	**fyd**	**Armatura minima richiesta**	**Armatura di progetto**	**Area armatura di progetto**	**Nrd**	**NED/Nrd**
Text	Text	KN	N/mm^2	mm^2	/	mm^2	KN	/
SCUT4_Nucleo 1	STR1	21.95	391.3	56.1	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT4_Nucleo 1	STR2	0.32	391.3	0.8	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT4_Nucleo 1	STR3	26.42	391.3	67.5	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT4_Nucleo 1	STR5	22.75	391.3	58.1	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT4_Nucleo 1	STR6	1.12	391.3	2.9	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT4_Nucleo 1	STR7	27.22	391.3	69.6	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT4_Nucleo 1	STR8	28.25	391.3	72.2	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT4_Nucleo 1	STR9	6.63	391.3	16.9	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT4_Nucleo 1	STR10	32.73	391.3	83.6	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT4_Nucleo 1	STR11	29.06	391.3	74.3	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT4_Nucleo 1	STR12	7.43	391.3	19.0	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT4_Nucleo 1	STR13	33.53	391.3	85.7	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT4_Nucleo 1	STR16	13.82	391.3	35.3	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT4_Nucleo 1	QKE1	502.46	391.3	1284.1	10Ø18	2544	995.47	0.50
SCUT4_Nucleo 1	QKE2	335.36	391.3	857.0	10Ø18	2544	995.47	0.34
SCUT4_Nucleo 1	SLUmax	35.45	391.3	90.6	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT4_Nucleo 1	STR18	43.57	391.3	111.4	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT4_Nucleo 1	STR19	57.99	391.3	148.2	10Ø18	2544	995.47	0.06
SCUT4_Nucleo 1	STR20	44.38	391.3	113.4	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT4_Nucleo 1	STR21	49.88	391.3	127.5	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT4_Nucleo 1	STR22	50.68	391.3	129.5	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT4_Nucleo 1	STR23	65.10	391.3	166.4	10Ø18	2544	995.47	0.07
SCUT4_Nucleo 1	STR24	32.36	391.3	82.7	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT4_Nucleo 1	STR25	3.09	391.3	7.9	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT4_Nucleo 1	STR26	21.63	391.3	55.3	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT4_Nucleo 1	STR27	69.58	391.3	177.8	10Ø18	2544	995.47	0.07
SCUT5_Nucleo 2	STR1	23.458	391.3	59.9	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT5_Nucleo 2	STR2	1.792	391.3	4.6	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT5_Nucleo 2	STR3	29.178	391.3	74.6	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT5_Nucleo 2	STR5	24.733	391.3	63.2	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT5_Nucleo 2	STR6	3.067	391.3	7.8	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT5_Nucleo 2	STR7	30.454	391.3	77.8	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT5_Nucleo 2	STR8	30.058	391.3	76.8	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT5_Nucleo 2	STR9	8.392	391.3	21.4	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT5_Nucleo 2	STR10	35.779	391.3	91.4	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT5_Nucleo 2	STR11	31.334	391.3	80.1	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT5_Nucleo 2	STR12	9.667	391.3	24.7	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT5_Nucleo 2	STR13	37.054	391.3	94.7	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT5_Nucleo 2	STR16	17.839	391.3	45.6	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT5_Nucleo 2	STR17	0.944	391.3	2.4	10Ø18	2544	995.47	0.00

SCUT5_Nucleo 2	QKE1	520.46	391.3	1330.1	10Ø18	2544	995.47	0.52
SCUT5_Nucleo 2	QKE2	391.2	391.3	999.7	10Ø18	2544	995.47	0.39
SCUT5_Nucleo 2	SLUmax	39.505	391.3	101.0	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT5_Nucleo 2	STR18	45.124	391.3	115.3	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT5_Nucleo 2	STR19	59.568	391.3	152.2	10Ø18	2544	995.47	0.06
SCUT5_Nucleo 2	STR20	46.4	391.3	118.6	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT5_Nucleo 2	STR21	51.725	391.3	132.2	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT5_Nucleo 2	STR22	53	391.3	135.4	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT5_Nucleo 2	STR23	67.444	391.3	172.4	10Ø18	2544	995.47	0.07
SCUT5_Nucleo 2	STR24	34.447	391.3	88.0	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT5_Nucleo 2	STR25	5.058	391.3	12.9	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT5_Nucleo 2	STR26	21.666	391.3	55.4	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT5_Nucleo 2	STR27	73.164	391.3	187.0	10Ø18	2544	995.47	0.07
SCUT6_Nucleo 3	STR1	23.311	391.3	59.6	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT6_Nucleo 3	STR2	0.907	391.3	2.3	10Ø20	3141	1229.07	0.00
SCUT6_Nucleo 3	STR3	28.953	391.3	74.0	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT6_Nucleo 3	STR5	24.596	391.3	62.9	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT6_Nucleo 3	STR6	2.192	391.3	5.6	10Ø20	3141	1229.07	0.00
SCUT6_Nucleo 3	STR7	30.238	391.3	77.3	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT6_Nucleo 3	STR8	29.864	391.3	76.3	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT6_Nucleo 3	STR9	7.46	391.3	19.1	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT6_Nucleo 3	STR10	35.506	391.3	90.7	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT6_Nucleo 3	STR11	31.149	391.3	79.6	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT6_Nucleo 3	STR12	8.745	391.3	22.3	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT6_Nucleo 3	STR13	36.791	391.3	94.0	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT6_Nucleo 3	STR16	16.805	391.3	42.9	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT6_Nucleo 3	QKE1	552.96	391.3	1413.1	10Ø20	3141	1229.07	0.45
SCUT6_Nucleo 3	QKE2	459.34	391.3	1173.9	10Ø20	3141	1229.07	0.37
SCUT6_Nucleo 3	SLUmax	39.209	391.3	100.2	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT6_Nucleo 3	STR18	45.715	391.3	116.8	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT6_Nucleo 3	STR19	60.651	391.3	155.0	10Ø20	3141	1229.07	0.05
SCUT6_Nucleo 3	STR20	47	391.3	120.1	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT6_Nucleo 3	STR21	52.268	391.3	133.6	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT6_Nucleo 3	STR22	53.553	391.3	136.9	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT6_Nucleo 3	STR23	68.489	391.3	175.0	10Ø20	3141	1229.07	0.06
SCUT6_Nucleo 3	STR24	34.054	391.3	87.0	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT6_Nucleo 3	STR25	5.156	391.3	13.2	10Ø20	3141	1229.07	0.00
SCUT6_Nucleo 3	STR26	22.404	391.3	57.3	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT6_Nucleo 3	STR27	74.131	391.3	189.4	10Ø20	3141	1229.07	0.06
SCUT7_Nucleo 4	STR1	25.379	391.3	64.9	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT7_Nucleo 4	STR2	3.145	391.3	8.0	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT7_Nucleo 4	STR3	32.725	391.3	83.6	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT7_Nucleo 4	STR5	27.065	391.3	69.2	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT7_Nucleo 4	STR6	4.831	391.3	12.3	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT7_Nucleo 4	STR7	34.412	391.3	87.9	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT7_Nucleo 4	STR8	32.414	391.3	82.8	10Ø18	2544	995.47	0.03

SCUT7_Nucleo 4	STR9	10.181	391.3	26.0	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT7_Nucleo 4	STR10	39.761	391.3	101.6	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT7_Nucleo 4	STR11	34.1	391.3	87.1	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT7_Nucleo 4	STR12	11.867	391.3	30.3	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT7_Nucleo 4	STR13	41.447	391.3	105.9	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT7_Nucleo 4	STR16	22.362	391.3	57.1	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT7_Nucleo 4	STR17	4.391	391.3	11.2	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT7_Nucleo 4	QKE1	499.5	391.3	1276.5	10Ø18	2544	995.47	0.50
SCUT7_Nucleo 4	QKE2	265.04	391.3	677.3	10Ø18	2544	995.47	0.27
SCUT7_Nucleo 4	SLUmax	44.596	391.3	114.0	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT7_Nucleo 4	STR18	47.612	391.3	121.7	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT7_Nucleo 4	STR19	62.435	391.3	159.6	10Ø18	2544	995.47	0.06
SCUT7_Nucleo 4	STR20	49.298	391.3	126.0	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT7_Nucleo 4	STR21	54.648	391.3	139.7	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT7_Nucleo 4	STR22	56.334	391.3	144.0	10Ø18	2544	995.47	0.06
SCUT7_Nucleo 4	STR23	71.156	391.3	181.8	10Ø18	2544	995.47	0.07
SCUT7_Nucleo 4	STR24	37.509	391.3	95.9	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT7_Nucleo 4	STR25	7.086	391.3	18.1	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT7_Nucleo 4	STR26	22.233	391.3	56.8	10Ø18	2544	995.47	0.02
SCUT7_Nucleo 4	STR27	78.503	391.3	200.6	10Ø18	2544	995.47	0.08
SCUT8_Nucleo 5	STR1	26.987	391.3	69.0	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT8_Nucleo 5	STR2	4.774	391.3	12.2	10Ø18	2544	995.47	0.00
SCUT8_Nucleo 5	STR3	35.851	391.3	91.6	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT8_Nucleo 5	STR5	28.844	391.3	73.7	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT8_Nucleo 5	STR6	6.632	391.3	16.9	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT8_Nucleo 5	STR7	37.708	391.3	96.4	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT8_Nucleo 5	STR8	34.446	391.3	88.0	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT8_Nucleo 5	STR9	12.233	391.3	31.3	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT8_Nucleo 5	STR10	43.31	391.3	110.7	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT8_Nucleo 5	STR11	36.304	391.3	92.8	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT8_Nucleo 5	STR12	14.091	391.3	36.0	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT8_Nucleo 5	STR13	45.168	391.3	115.4	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT8_Nucleo 5	STR16	26.754	391.3	68.4	10Ø18	2544	995.47	0.03
SCUT8_Nucleo 5	STR17	8.146	391.3	20.8	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT8_Nucleo 5	QKE1	496.7	391.3	1269.4	10Ø18	2544	995.47	0.50
SCUT8_Nucleo 5	QKE2	261.98	391.3	669.5	10Ø18	2544	995.47	0.26
SCUT8_Nucleo 5	SLUmax	48.966	391.3	125.1	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT8_Nucleo 5	STR18	49.2	391.3	125.7	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT8_Nucleo 5	STR19	64.008	391.3	163.6	10Ø18	2544	995.47	0.06
SCUT8_Nucleo 5	STR20	51.057	391.3	130.5	10Ø18	2544	995.47	0.05
SCUT8_Nucleo 5	STR21	56.659	391.3	144.8	10Ø18	2544	995.47	0.06
SCUT8_Nucleo 5	STR22	58.516	391.3	149.5	10Ø18	2544	995.47	0.06
SCUT8_Nucleo 5	STR23	73.325	391.3	187.4	10Ø18	2544	995.47	0.07
SCUT8_Nucleo 5	STR24	39.904	391.3	102.0	10Ø18	2544	995.47	0.04
SCUT8_Nucleo 5	STR25	9.062	391.3	23.2	10Ø18	2544	995.47	0.01
SCUT8_Nucleo 5	STR26	22.213	391.3	56.8	10Ø18	2544	995.47	0.02

SCUT8_Nucleo 5	STR27	82.189	391.3	210.0	10Ø18	2544	995.47	0.08
SCUT9_Nucleo 6	STR1	22.229	391.3	56.8	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT9_Nucleo 6	STR2	7.63	391.3	19.5	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT9_Nucleo 6	STR3	28.834	391.3	73.7	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT9_Nucleo 6	STR5	22.841	391.3	58.4	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT9_Nucleo 6	STR6	8.242	391.3	21.1	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT9_Nucleo 6	STR7	29.446	391.3	75.3	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT9_Nucleo 6	STR8	28.687	391.3	73.3	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT9_Nucleo 6	STR9	14.089	391.3	36.0	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT9_Nucleo 6	STR10	35.293	391.3	90.2	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT9_Nucleo 6	STR11	29.299	391.3	74.9	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT9_Nucleo 6	STR12	14.701	391.3	37.6	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT9_Nucleo 6	STR13	35.905	391.3	91.8	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT9_Nucleo 6	STR15	4.969	391.3	12.7	10Ø20	3141	1229.07	0.00
SCUT9_Nucleo 6	STR16	24.137	391.3	61.7	10Ø20	3141	1229.07	0.02
SCUT9_Nucleo 6	STR17	11.574	391.3	29.6	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT9_Nucleo 6	QKE1	931.57	391.3	2380.7	10Ø20	3141	1229.07	0.76
SCUT9_Nucleo 6	QKE2	444.36	391.3	1135.6	10Ø20	3141	1229.07	0.36
SCUT9_Nucleo 6	SLUmax	38.736	391.3	99.0	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT9_Nucleo 6	STR18	36.827	391.3	94.1	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT9_Nucleo 6	STR19	46.559	391.3	119.0	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT9_Nucleo 6	STR20	37.439	391.3	95.7	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT9_Nucleo 6	STR21	43.286	391.3	110.6	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT9_Nucleo 6	STR22	43.898	391.3	112.2	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT9_Nucleo 6	STR23	53.63	391.3	137.1	10Ø20	3141	1229.07	0.04
SCUT9_Nucleo 6	STR24	31.81	391.3	81.3	10Ø20	3141	1229.07	0.03
SCUT9_Nucleo 6	STR25	6.926	391.3	17.7	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT9_Nucleo 6	STR26	14.599	391.3	37.3	10Ø20	3141	1229.07	0.01
SCUT9_Nucleo 6	STR27	60.236	391.3	153.9	10Ø20	3141	1229.07	0.05

14.2 VERIFICHE SBALZI TEMINAL

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi in carpenteria metallica degli sbalzi.

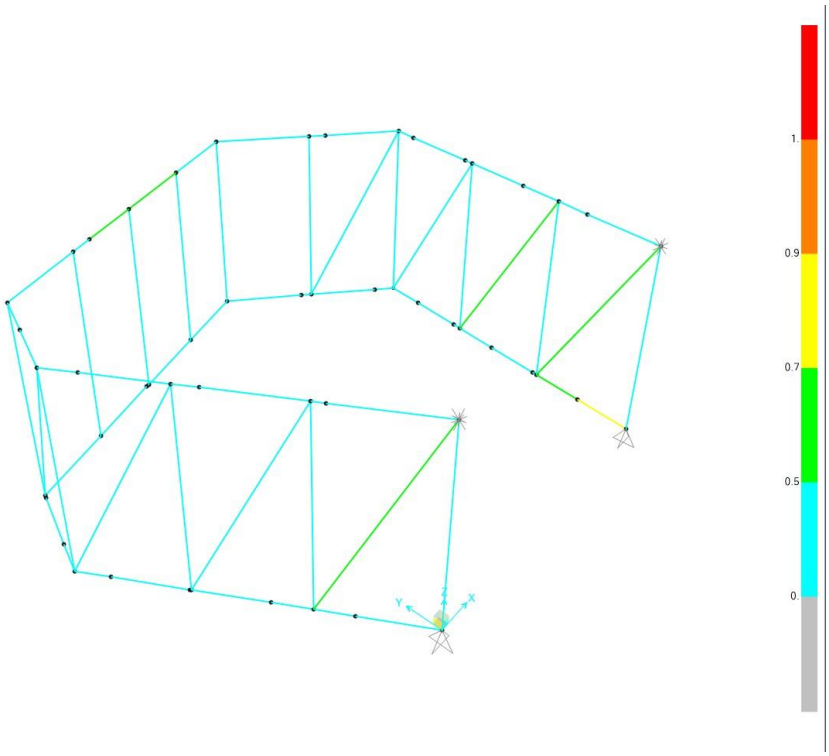


Figura 14-VI – Verifiche elementi in carpenteria metallica – Sbalzi

14.3 VERIFICHE RAMPE TORRI DI IMBARCO

Si riportano di seguito le verfiche delle travi di sostegno delle rampe delle torri di imbarco.

Tabella 14-XXXVIII - VERIFICHE TAGLIO-TORSIONE

Sollecitazioni		
Med [KNm]	Ved [KN]	Ted [KNm]
88.92	96.03	58.13

Predimensionamento armatura a Taglio								
Sezione	b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]	s [mm]	cotg (θ)	$Ast_{(V)}$ [mm^2/m]	Ipotesi armatura
Trave 30x50	300	500	55	445	150	1	92	Φ8/due bracci

Predimensionamento armatura a Torsione+Flessione								
Sezione	A [mm^2]	u [mm]	c [mm]	t [mm]	Ak [mm^2]	uk [mm]	s [mm]	cotg (θ)
Trave 30x50	150000	1600	55	110	74100	1160	150	1

Ast$_{(T)}$ [mm^2/m]	As$_{(T)}$ [mm^2]	As$_{(M)}$ [mm^2]	As $_{\text{longitudinale tot}}$ [mm^2]	Armatura longitudinale
150	1163	567	1730	8Φ18

Armatura Taglio+Torsione			
Sezione	Bracci [/]	As$_{tot}$ [mm^2/m]	Ipotesi armatura
Trave 30x50	2	196	Φ8

Verifica a Taglio lato CLS						
Sezione	v [/]	αcw [/]	bw [mm]	d [mm]	cotg Φ	Vrd,max [KN]
Trave 30x50	0.5	1	300	445	1	595.74

Verifica a Torsione lato CLS					
Sezione	v [/]	t [mm]	Ak [mm^2]	cotg Φ	Trd,max [KNm]
Trave 30x50	0.5	110	74100	1	80.83

Verifica Totale Lato CLS					
Ved [KN]	Ted [KNm]	Vrd,max [KN]	Trd,max [KNm]	ρ [/]	Verifica
96.03	58.13	595.74	80.83	0.88	OK

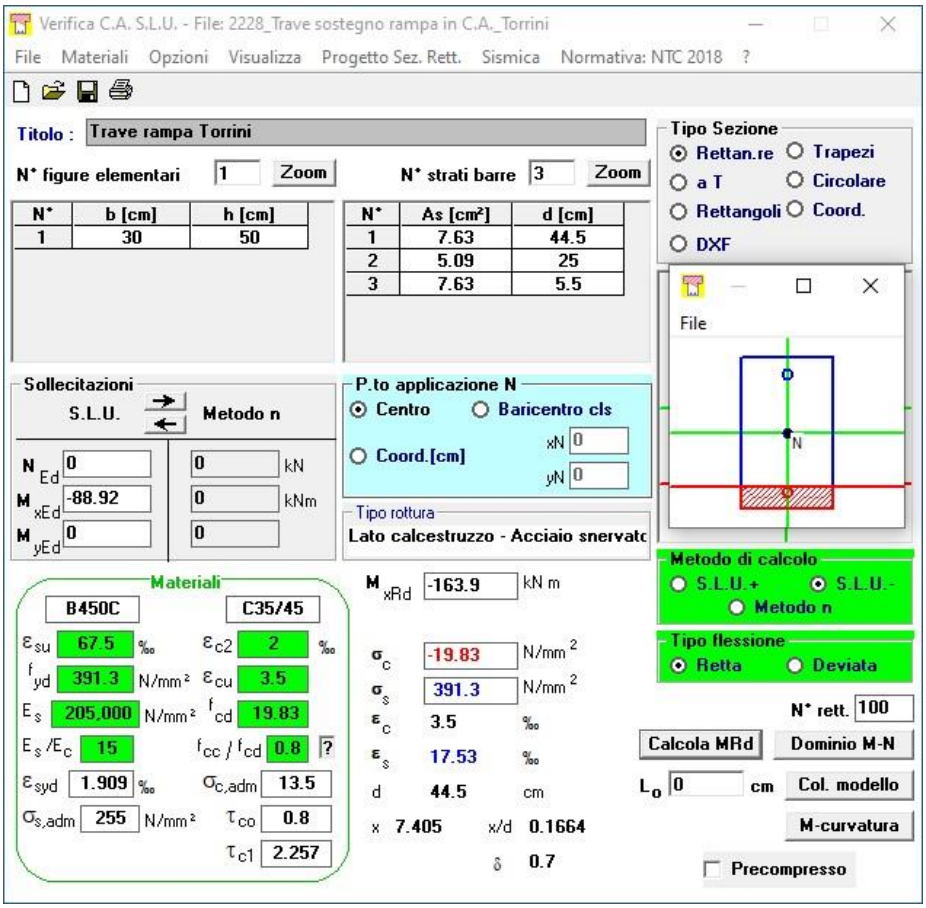


Figura 14-VII – Verifica a flessione

14.4 VERIFICHE COPERTURA

Si riportano di seguito le verfiche degli elementi in carpenteria metallica della copertura.

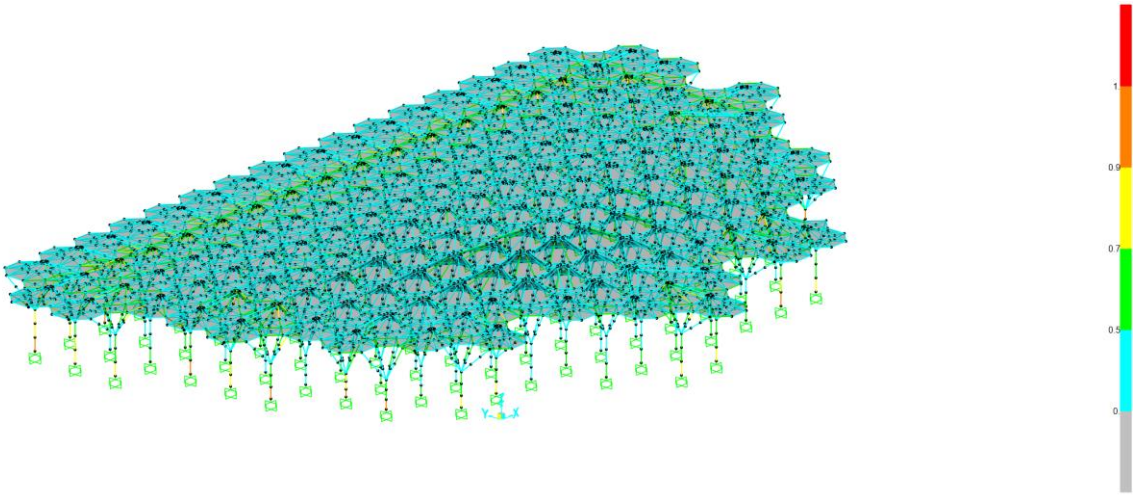


Figura 14-VIII – Verifiche elementi in carpenteria metallica – Copertura

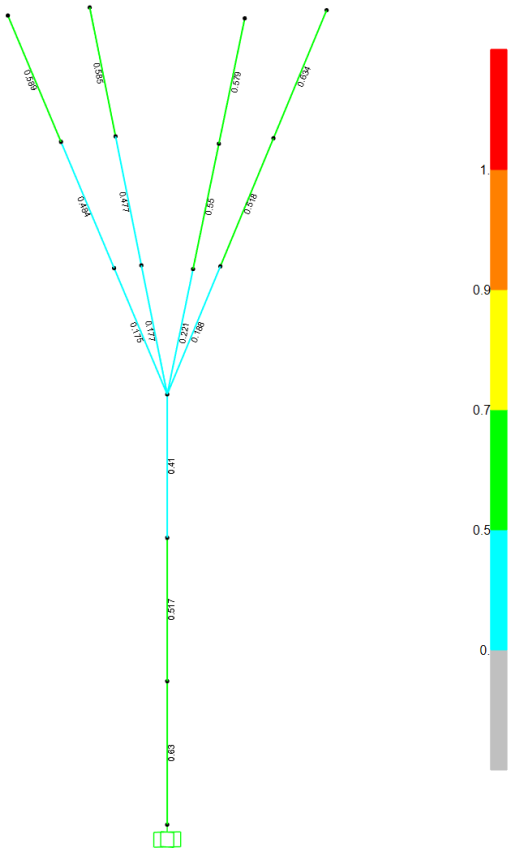
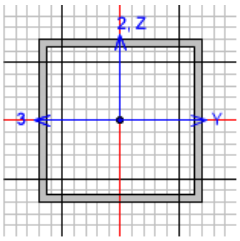


Figura 14-IX – Verifiche elementi in carpenteria metallica –Dettaglio Alberello



Units KN, m, C

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 3573	X Mid: 72.	Combo: SLU 2 S	Design Type: Column		
Length: 4.267	Y Mid: 90.	Shape: 700x30	Frame Type: DCH-MRF		
Loc : 0.	Z Mid: 2.133	Class: Class 1	Rolled : No		
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No	
Consider Torsion? No					
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25			
q0=4.	Omega=1.	GammaRd=1.1			
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=1.	Prin. Axis Angle = 0. deg	
Aeff=0.08	Av,2=0.046	Av,3=0.042	eNy=0.	eNz=0.	
A=0.08	Iy=0.006	iy=0.274	Wel,y=0.017	Weff,y=0.017	
It=0.009	Iz=0.006	iz=0.274	Wel,z=0.017	Weff,z=0.017	
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.7	Wpl,y=0.02		
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,z=0.02		

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
0.	-1755.286	-60.358	-6.266	8.276	0.985	1.21

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)
D/C Ratio: 0.63 = 0.62 + 0.01 + 0. < 1. OK
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.37)

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L
Y-Y	2.	29.85
Y-Y Braced	2.	29.85
Z-Z	2.	29.85
Z-Z Braced	2.	29.85
LTB	1.	29.85

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-1755.286	27182.857	27182.857

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
27182.857	29522.88	4860639.515	3505.147	1.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	c	0.49	3505.147	2.854	5.222	0.104	2833.194
Y-Y Braced	c	0.49	3505.147	2.854	5.222	0.104	2833.194
Z-Z	c	0.49	3505.147	2.854	5.222	0.104	2833.194
Z-Z Braced	c	0.49	3505.147	2.854	5.222	0.104	2833.194
Torsional TF	c	0.49	3505.147	2.854	5.222	0.104	2833.194

MOMENT DESIGN

	MEd Moment	MEd,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Y-Y	-60.358	-60.358	-42.702	-46.233
Z-Z	-6.266	-6.266	-4.165	-4.585

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Y-Y	6834.257	6834.257	6834.257	6834.257
Z-Z	6834.257	6834.257	6834.257	

	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.592	-0.877

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	0.228	0.537	1.	0.	138073.445

Factors	kw	Psi	C2	C3
	1.	1.366	0.	0.993

	za	zs	zg	zz	zj
	0.35	0.	0.35	0.	0.

Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.766	0.732	0.766	1.146	0.657	0.687	1.094

Si riportano di seguito le verfiche degli elementi di supporto in carpenteria metallica per gli impianti fotovoltaici:

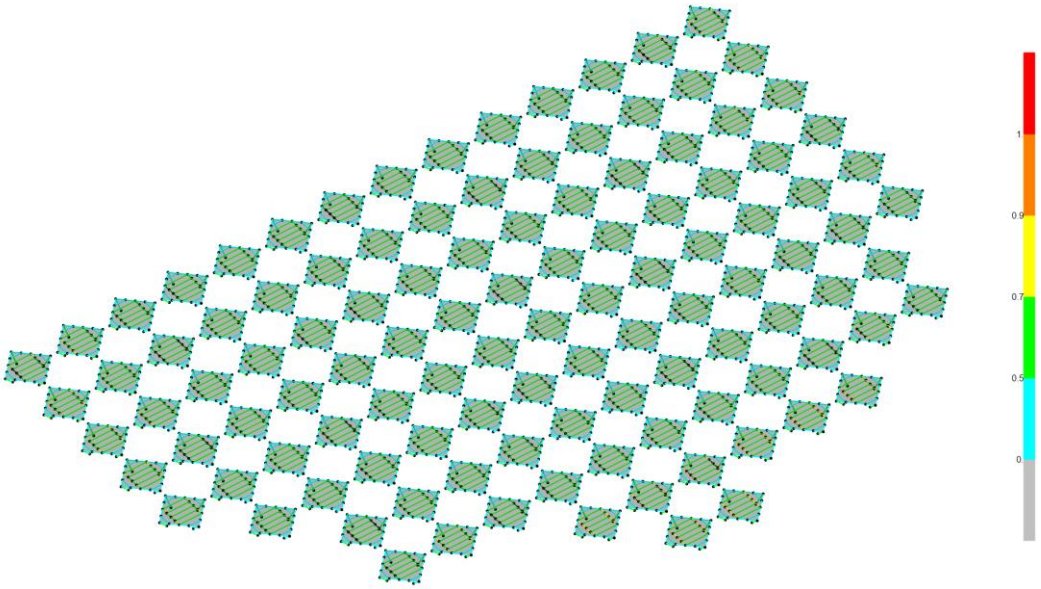


Figura 14-X – Verifiche elementi di supporto impianti fotovoltaici – Copertura

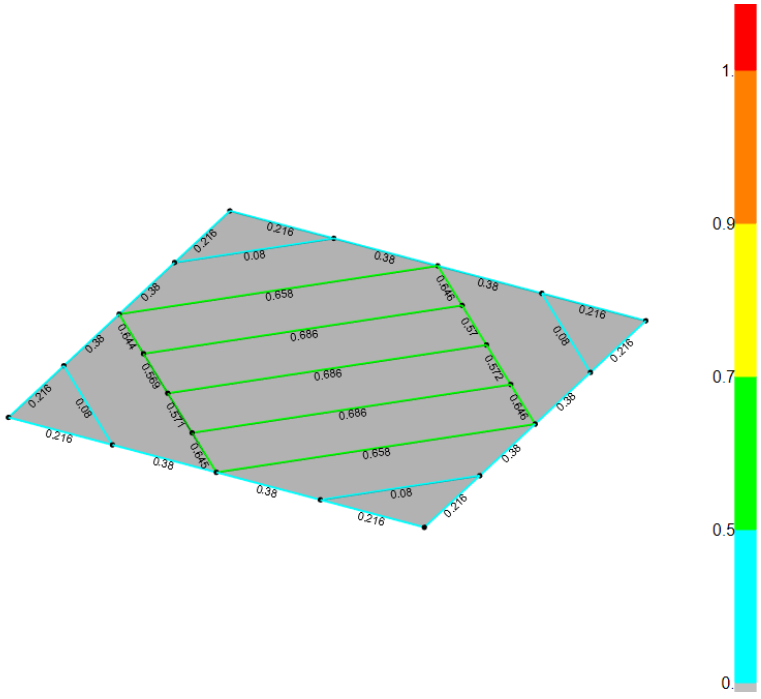
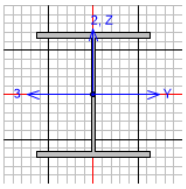


Figura 14-XI – Verifiche elementi di supporto impianti fotovoltaici – Dettaglio



Units KN, m, C

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Envelope Details)
Units : KN, m, C
Element: 13369 Section: HE340A Combo: SLU 36 S/ Len: 2.75

Frame : 13369 X Mid: 110.917 Design Type: Beam
Length: 2.75 Y Mid: 112.861 Frame Type: DCH-MRF
Shape: HE340A Z Mid: 26.75 Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
q0=4. Omega=1. GammaRd=1.1
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1. Prin. Axis Angle = 0. deg

A=0.013 Iy=2.769E-04 iy=0.144 Wel,y=0.002
It=1.310E-06 Iz=7.436E-05 iz=0.075 Wel,z=4.957E-04
Iw=1.824E-06 Iyz=0. h=0.33 Wpl,y=0.002
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,z=7.560E-04

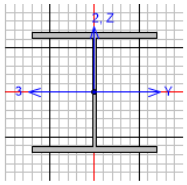
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-My-Mz Demand/Capacity Ratio

Governing Equation	Load Combo	Station Location	N Ratio	My,Ed Ratio	Mz,Ed Ratio	Total Ratio	Status Check
NTC Eq C4.2.38	SLU 36 S/DT-	0.786	0. +	0.379 +	0. =	0.38	OK

SHEAR CHECK

Governing Equation	Shear Direction	Load Combo	Station Location	VEd Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
NTC Eq 4.2.16Z	ASLU 34 S/DT-		0.	38.004	868.198	0.044	OK
NTC Eq 4.2.16Y	A SLV_Y		2.357	17.439	2045.396	0.009	OK



Units KN, m, C

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Envelope Details)
Units : KN, m, C
Element: 13376 Section: HE260A Combo: SLV_Y Len: 1.945

Frame : 13376 X Mid: 104.111 Design Type: Beam
Length: 1.945 Y Mid: 110.917 Frame Type: DCH-MRF
Shape: HE260A Z Mid: 26.75 Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
q0=4. Omega=1. GammaRd=1.1
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1. Prin. Axis Angle = 0. deg

A=0.009 Iy=1.045E-04 iy=0.11 Wel,y=8.360E-04
It=5.420E-07 Iz=3.668E-05 iz=0.065 Wel,z=2.822E-04
Iw=5.164E-07 Iyz=0. h=0.25 Wpl,y=9.200E-04
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,z=4.300E-04

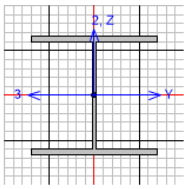
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-My-Mz Demand/Capacity Ratio

Governing Equation	Load Combo	Station Location	N Ratio	My,Ed Ratio	Mz,Ed Ratio	Total Ratio	Status Check
EC3 6.2.1(7), 6.	SLV_Y	1.945	0.002 +	0.108 +	0.534 =	0.644	OK

SHEAR CHECK

Governing Equation	Shear Direction	Load Combo	Station Location	VEd Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
NTC Eq 4.2.16Z	ASLU 40 S/DT+		0.	44.066	560.954	0.079	OK
NTC Eq 4.2.16Y	A SLV_Y		0.	26.178	1364.931	0.019	OK



Units KN, m, C

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Envelope Details)
Units : KN, m, C
Element: 13385 Section: HE200A Combo: SLU 36 S/ Len: 7.778

Frame : 13385 X Mid: 108. Design Type: Beam
Length: 7.778 Y Mid: 108. Frame Type: DCH-MRF
Shape: HE200A Z Mid: 26.75 Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
q0=4. Omega=1. GammaRd=1.1
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1. Prin. Axis Angle = 0. deg

A=0.005 Iy=3.692E-05 iy=0.083 Wel,y=3.886E-04
It=2.100E-07 Iz=1.336E-05 iz=0.05 Wel,z=1.336E-04
Iw=1.080E-07 Iyz=0. h=0.19 Wpl,y=4.290E-04
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,z=2.040E-04

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-My-Mz Demand/Capacity Ratio

Governing Equation	Load Combo	Station Location	N Ratio	My,Ed Ratio		Mz,Ed Ratio		Total Ratio	Status Check
NTC Eq C4.2.38	SLU 36 S/DT-	0.	0.	+ 0.686	+	0.	=	0.686	OK

SHEAR CHECK

Governing Equation	Shear Direction	Load Combo	Station Location	VEd Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
NTC Eq 4.2.16Z A		SLU 2 S	0.	22.119	352.335	0.063	OK
NTC Eq 4.2.16Y A		SLU 1 Qk/S	0.	0.	834.477	0.	OK

14.5 VERIFICA SOLAIO IN LAMIERA GRECATA

Si riporta di seguito la tabella di portata del solaio *cofraplus* scelto.

Cofraplus® 45

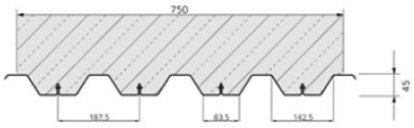
Composite floor decking with trapezoidal section

Used as shuttering during pouring phase and as reinforcement during service phase thanks to its specific geometry, Cofraplus® 45 is a multi-use profile suitable for all types of construction. This slim profile optimises the height of the slab, providing great advantage for residential project. Associated with organic coating in white color, it brings some additional light and provides an attractive soffit solution. It also offers good performances in fire condition.



Fire resistant

Lightweight



CE marking according to EN 1090-1

Characteristics of the base material		Norms
Steel grade	S 350 GD	EN 10346
Type of corrosion protection	Galvanised steel ZM 120	P 34-310 ETPM ZMevolution® or AbZ Z-30.11-61
	Galvanised coated steel ZM 120	EN 10169+A1
Organic coating		**Norms**
Hairplus® 25	Category CP13	P 34-310
		EN 10169+A1
Other coatings	On demand	

Characteristics	Nominal thickness of the profile sheet [mm]
	0,80
Weight [kg/m²]	10,00
Cross section A_p: [mm²/m]	1 088

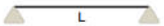
Nominal concrete consumption

	Thickness of the slab [cm]															
	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
Concrete volume [l/m²]	62	82	102	122	142	162	182	202	222	242	262	282	302	322	342	362
Theoretical weight* of the composite slab [kg/m²]	155	205	255	305	355	405	455	505	555	605	655	705	755	805	855	905

Concrete density 2500 kg/m³

*Additional weight du to pounding effect is not included

Single span



Thickness of the slab [cm]	Span [m]																			
	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50
18	16,85	15,13	13,66	12,39	11,29	10,32	9,46	8,70	8,01	7,40	6,84	6,34	5,87	5,45	5,06	4,70	4,36	4,04	3,74	3,47	3,21
17	16,18	14,52	13,10	11,87	10,81	9,87	9,05	8,31	7,65	7,06	6,53	6,04	5,60	5,20	4,82	4,48	4,15	3,84	3,56	3,30	3,05
16	15,51	13,90	12,53	11,35	10,33	9,43	8,63	7,93	7,30	6,73	6,22	5,75	5,33	4,94	4,58	4,26	3,94	3,65	3,38	3,12	2,89
15	14,84	13,29	11,97	10,83	9,85	8,98	8,22	7,54	6,94	6,39	5,90	5,46	5,05	4,68	4,35	4,03	3,73	3,45	3,19	2,95	2,73
14	14,17	12,68	11,41	10,31	9,37	8,54	7,80	7,16	6,58	6,06	5,59	5,17	4,78	4,43	4,11	3,81	3,52	3,25	3,01	2,78	2,57
13	13,51	12,07	10,84	9,79	8,88	8,09	7,39	6,77	6,22	5,72	5,28	4,87	4,51	4,17	3,87	3,58	3,31	3,06	2,83	2,61	2,41
12	12,84	11,45	10,28	9,27	8,40	7,64	6,98	6,39	5,86	5,39	4,97	4,58	4,23	3,92	3,63	3,36	3,10	2,86	2,64	2,44	2,25
11	12,17	10,84	9,72	8,75	7,92	7,20	6,56	6,00	5,50	5,05	4,65	4,29	3,96	3,66	3,39	3,14	2,89	2,67	2,46	2,27	2,09
10	11,50	10,23	9,15	8,23	7,44	6,75	6,15	5,62	5,14	4,72	4,34	4,00	3,69	3,41	3,15	2,91	2,68	2,47	2,28	-	-
9	10,83	9,62	8,59	7,71	6,96	6,31	5,73	5,23	4,78	43,8	4,03	3,71	3,42	3,15	2,91	-	-	-	-	-	-
	Without propping								With propping												

Multiple spans



with L1 = L2 and internal width support 100mm

Thickness of the slab [cm]	span [m]																			
	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50
18	22,00	19,91	18,12	16,57	15,22	14,04	12,99	12,06	11,23	10,48	9,80	9,18	8,62	8,10	7,63	7,19	6,77	6,38	6,02	5,68	5,37
17	21,10	19,07	17,34	15,85	14,55	13,41	12,40	11,51	10,71	9,98	9,33	8,74	8,20	7,71	7,25	6,83	6,43	6,06	5,71	5,39	5,09
16	202,0	18,24	16,57	15,13	13,88	12,78	11,81	10,95	10,18	9,49	8,86	8,30	7,78	7,31	6,88	6,47	6,09	5,73	5,40	5,09	4,81
15	19,30	17,41	15,80	14,41	13,21	12,15	11,22	10,40	9,66	8,99	8,40	7,86	7,36	6,91	6,50	6,11	5,75	5,41	5,09	4,80	4,53
14	18,40	16,57	15,02	13,69	12,53	11,52	10,63	9,84	9,13	8,50	7,93	7,41	6,94	6,51	6,12	5,76	5,40	5,08	4,78	4,50	4,25
13	17,50	15,74	14,25	12,97	11,86	10,89	10,04	92,8	8,61	8,01	7,46	6,97	6,52	6,12	5,74	5,40	5,06	4,76	4,47	4,21	3,96
12	16,60	14,91	13,48	12,25	11,19	10,26	9,45	8,73	8,09	7,51	7,00	6,53	6,10	5,72	5,36	5,04	4,72	4,43	4,16	3,91	3,68
11	15,69	14,07	12,70	11,53	10,51	9,63	8,86	8,17	7,56	7,02	6,53	6,09	5,68	5,32	4,99	4,68	4,38	4,11	3,85	3,62	3,40
10	14,79	13,24	11,93	10,81	9,84	9,00	8,26	7,61	7,04	6,52	6,06	5,64	5,27	4,92	4,61	4,32	4,04	3,78	3,54	3,32	3,12
9	13,89	12,41	11,16	10,09	9,17	8,37	7,67	7,06	6,51	6,03	5,59	5,20	4,85	4,52	4,23	3,96	3,70	3,46	-	-	-
	Without propping													With propping							

Figura 14-XII – Tabelle di portata Cofraplus 45

14.6 VERIFICA GRIGLIATI

Si riporta di seguito la tabella di portata del grigliato di tipo Orsogril scelto:

BARRA PORTANTE		BARRA TRASVERSALE		Maglia AxB											
H	S	H	S	11x66	15x66	17x66	22x22	22x66	25x66	33x33	33x66	44x11	66x11	66x22	66x33
mm	mm	mm	mm	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²
20	2			34,1	26,2	23,6	24,3	19,3	17,6	16,8	14,3	24,5	21,9	14,4	11,9
25	2			42	32,1	28,8	28,5	23,5	21,4	19,8	17,3	26,9	23,6	16,1	13,6
30	2			49,9	38	34,1	32,6	27,6	25,2	22,7	20,2	29,3	25,3	17,8	15,3
35	2			57,7	43,9	39,3	36,8	31,8	28,9	25,7	23,2	31,7	27	19,5	17,1
40	2			65,6	49,8	44,5	41	36	32,7	28,6	26,1	34	28,8	21,3	18,8
45	2	10	2	73,5	55,7	49,8	45,2	40,2	36,5	31,6	29,1	36,4	30,5	23	20,5
50	2			81,3	61,6	55	49,4	44,4	40,2	34,5	32	38,8	32,2	24,7	22,2
25	3			59,6	45	40,2	37,3	32,3	29,2	25,7	23,2	31,4	26,6	19,1	16,6
30	3			71	53,5	47,7	43,2	38,2	34,6	29,8	27,3	34,7	28,9	21,4	18,9
35	3			82,4	62	55,2	49,1	44,1	39,9	33,9	31,4	38	31,2	23,7	21,2
40	3			93,8	70,5	62,7	55,1	50,1	45,2	38	35,5	41,2	33,5	26	23,5
45	3			105,1	78,9	70,2	61	56	50,6	42,1	39,6	44,5	35,8	28,3	25,8
50	3			116,5	87,4	77,7	66,9	61,9	55,9	46,3	43,8	47,8	38,1	30,6	28,1
60	3			139,8	104,9	93,2	80,3	74,3	67	55,5	52,5	57,3	45,6	36,7	33,7
70	3	12	2	162,5	121,8	108,2	92,2	86,2	77,7	63,7	60,7	63,8	50,2	41,3	38,3
80	3			185,3	138,7	123,2	104	98	88,3	72	69	70,4	54,8	45,9	42,9
90	3			208	155,7	138,3	115,9	109,9	99	80,2	77,2	76,9	59,5	50,5	47,5
100	3			230,8	172,6	153,3	127,8	121,8	109,7	88,4	85,4	83,4	64,1	55,1	52,1
30	4			96,6	73,4	65,6	64,2	53	48,2	44,1	38,5	59,6	51,8	35,1	29,6
40	4			126,8	95,9	85,6	79,9	68,8	62,4	55	49,5	68,3	58	41,3	35,7
50	4			157,1	118,4	105,5	95,7	84,6	76,5	66	60,4	77	64,1	47,4	41,8
60	4			187,3	140,9	125,4	111,5	100,3	90,7	76,9	71,3	85,7	70,2	53,5	47,9
70	4			217,5	163,4	145,4	127,2	116,1	104,8	87,8	82,3	94,3	76,3	59,6	54
80	4	15	3	247,7	185,9	165,3	143	131,8	119	98,8	93,2	103	82,4	65,7	60,1
90	4			277,9	208,4	185,3	158,7	147,6	133,1	109,7	104,1	111,7	88,5	71,8	66,3
100	4			308,2	230,9	205,2	174,5	163,4	147,3	120,7	115,1	120,4	94,7	78	72,4
110	4			338,4	253,4	225,1	190,3	179,1	161,4	131,6	126	129,1	100,8	84,1	78,5
120	4			368,6	276	245,1	206	194,9	175,6	142,5	137	137,8	106,9	90,2	84,6
40	5			157,7	119,3	106,5	100,5	85,8	77,8	69,1	61,8	87,3	74,5	52,5	45,1
50	5			195,2	147,2	131,3	120	105,3	95,3	82,7	75,3	98,1	82,1	60,1	52,7
60	5			232,7	175,2	156	139,5	124,8	112,9	96,3	88,9	108,9	89,7	67,7	60,3
70	5			270,1	203,1	180,7	159,1	144,4	130,4	109,8	102,5	119,7	97,3	75,3	67,9
80	5	15	4	307,6	231	205,4	178,6	163,9	148	123,4	116	130,4	104,9	82,8	75,5
90	5			345,1	258,9	230,2	198,2	183,5	165,5	136,9	129,6	141,2	112,5	90,4	83,1
100	5			382,5	286,8	254,9	217,7	203	183,1	150,5	143,2	152	120,1	98	90,7
110	5			420	314,7	279,6	237,2	222,5	200,6	164,1	156,7	162,8	127,7	105,6	98,3
120	5			457,5	342,6	304,3	256,8	242,1	218,2	177,6	170,3	173,5	135,2	113,2	105,8

BARRA PORTANTE		INTERASSE BARRE PORTANTI mm							
		11	15	22	25	30	34	44	66
mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20 x 2	luce netta	1129	1045	933	894	842	807	741	633
	freccia	5,00	5,00	4,65	4,46	4,21	4,02	3,70	2,96
25 x 2	luce netta	1335	1235	1123	1087	1039	1007	926	792
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62	3,71
30 x 2	luce netta	1531	1417	1287	1247	1191	1154	1082	950
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,44
40 x 2	luce netta	1900	1758	1597	1547	1478	1432	1343	1214
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
25 x 3	luce netta	1478	1367	1242	1203	1150	1114	1045	926
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62
30 x 3	luce netta	1694	1568	1425	1380	1318	1278	1198	1082
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
40 x 3	luce netta	2102	1945	1768	1712	1636	1585	1486	1343
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
50 x 3	luce netta	2485	2300	2090	2024	1934	1874	1757	1588
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
60 x 3	luce netta	2850	2637	2396	2321	2217	2149	2015	1821
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
70 x 3	luce netta	3199	2960	2690	2605	2489	2412	2262	2044
	freccia	5,00	5,00	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00
80 x 3	luce netta	3536	3272	2973	2880	2751	2667	2500	2259
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
30 x 4	luce netta	1821	1685	1531	1483	1417	1373	1287	1163
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
40 x 4	luce netta	2259	2090	1900	1840	1758	1704	1597	1443
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
50 x 4	luce netta	2671	2471	2246	2175	2078	2014	1888	1706
	freccia	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
60 x 4	luce netta	3062	2834	2575	2494	2383	2309	2165	1956
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
70 x 4	luce netta	3437	3181	2890	2800	2675	2592	2430	2196
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00

Figura 14-XIII – Tabelle di portata Orsogrill

14.7 VERIFICHE TRAVI DI TIPO "ANGELINA"

Si riporta di seguito le verifiche di alcuni schemi di travi di tipo "Angelina" in sezione composta acciaio-cls, scelte per il terminal e per il parcheggio.

14.7.1 VERIFICHE TRAVI –PARCHEGGIO ZONA CENTRALE

Si riporta di seguito le verifiche di una trave principale tipo della zona centrale del parcheggio:

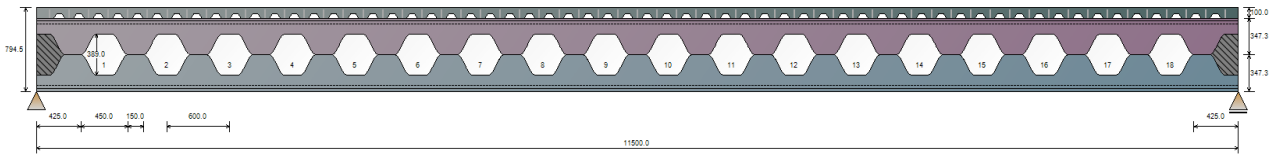


Figura 14-XIV – Geometria trave Principale tipo – Parcheggio

Parameters

General Parameters

Composite Beam

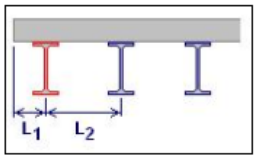
Profile database version :	**V2022_1**
End supports :	Simply supported beam
Horizontal span length :	L = 11.50 m
Total number of openings :	n = 18
Dimensions of the openings :	
Height :	a_0 = 389.0 mm
Length of the sinusoide :	s = 150.0 mm
Length of the flat part :	w_o = 150.0 mm
Web post width :	$w_p = w_o$ = 150.0 mm
Spacing between openings center :	e = 2 s + w_o + w_p =600.0 mm
End web posts widths :	$w_{end,l}$ = 425.0 mm $w_{end,r}$ = 425.0 mm
Mass of steel beam :	m = 2170 kg
Mass of concrete slab :	m = 20399 kg (Slab width = 9.000 m)
Mass of the steel sheeting :	m = 1035 kg
Total mass of the beam :	m = 23603 kg
Total paint surface :	S = 26.81 m^2
Paint surface (without upper face) :	S' = 23.36 m^2
Massiveness :	M = 96.98 m^{-1}
Massiveness (without upper face) :	M' = 84.50 m^{-1}

Checking of the ANGELINA scope

Spacing cutting / flange inner face :	d = 124.7 mm	≥ 50.00 mm	OK
Spacing cutting / web-flange root :	d = 97.75 mm	≥ 10.00 mm	OK
Dimensions of an opening :	(2b+w)/a = 1.16	≤ 5.00	OK
Web slenderness :	h_w / t_w = 40.31	≤ 124.0ε_w = 102.3	OK

Position of the beam

The studied beam is an edge beam.



Spacing of the beam	- to the slab edge :	L_1 = 0.0 m
	- to the adjacent beam :	L_2 = 18.00 m

Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :

on the side of the edge :	d_1 = 0.0 m
on the side of the adjacent beam :	d_2 = 9.000 m
Total width :	$d_1 + d_2$ = 9.000 m
Area :	S = 103.5 m^2

ULTIMATE LIMIT STATES - COMPOSITE ACTION STAGE

Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.

Summary of the criteria

Degree of connection

Minimal degree of connection = 0.583
Most unfavorable degree of connection (Comb. U1) : = 1.14 > 0.583 Satisfactory

S = Satisfactory NS = Not satisfactory

Checkings of net sections at openings

Resistance to shear force (Open. no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0.400	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 12 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0.506	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 12 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0.506	< 1	S

Web checkings

According to web slenderness, shear buckling check not required ($h_w / t_w < 72\varepsilon / \eta$)

Posts checkings

Resistance to shear (Post no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0.805	< 1	S
Minimum throat thickness				
Intermediate posts (Post no 1 - Comb. U1) :	a_{min}	= 5.51 mm		

Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds
The total thickness of welds should be at least 11.01 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

Gross sections checkings

Resistance to bending (Post no 9 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0.541 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Left end - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0.240	< 1	S
Resistance to MV interaction	$\Gamma_{MVg,max}$	= 0.000	< 1	S

Detailed checkings

Stud resistance

γ_V = 1.25
Connection zone no 1 P_{Rd} = 49.22 kN
P_{Rd1} = 49.22 kN P_{Rd2} = 50.11 kN
α = 1.000 k_T = 0.850

Degree of connexion

ULS Combination n° 1
Maximum moment is obtained in section sd = 38
x_{sd} = 5.75 m : The left end is the closest one
L_{Slab} = 1.44 m
R_{Connex} = 1525.82 kN
F_{Steel} = 6914.30 kN $F_{Concrete}$ = 1344.06 kN
Degree of connection η = 1.135

Minimal degree of connection

Stud Height h_{sc} = 80.0 mm Diameter d_c = 16.0 mm
h_{sc} / d_c = 5.00
According to EN 1994-1-1 6.6.1.2 (2) :
Minimal degree for beam with same area of flanges = 0.583
Minimal degree for beam with ratio of areas of flanges equal to 3 = 0.869
Ratio Area of lower flange / Area of upper flange = 1.00
Linear interpolation : Minimum degree of connection η_{min} = 0.583

Transverse reinforcement

Design of transverse reinforcement for the longitudinal shear
According to EN 1994-1-1 § 6.6.6.1 and EN 1992-1-1 § 6.2.4

Synthesis

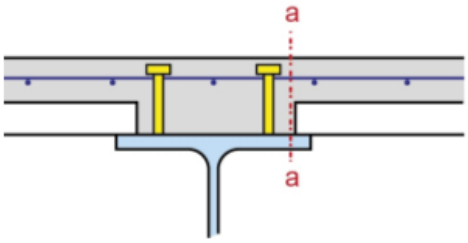
Criterion for the compression of concrete

$\Gamma_{\tau c}$	= 0.986	< 1	S
Obtained for θ	= 32°		

Minimal reinforcement = 0.54 cm^2/m
according to clause 9.2.2 (5) of EN 1992-1-1

Required reinforcement according to calculations:
A_s/s_f = 4.11 cm^2/m

Assumptions



SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

Deflections

v : Maximum vertical deflection of the beam

Under elementary load cases

Permanent loads (G) :	v = 20.47 mm (S38)	= L / 562
Live loads 1 (Q1) :	v = 12.31 mm (S38)	= L / 934
Deflection due to shrinkage (S) of concrete	v = 2.94 mm (M = 94.40 kNm)	= L / 3907

Under SLS Combinations

S1 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 35.7 mm (S38)	= L / 322
S2 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 35.7 mm (S38)	= L / 322

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

Natural frequencies

Load case / Combination	Mass assumed to be concentrated	Mass assumed to be distributed
G	3.40Hz	3.87Hz
G + 0.1 Q1	3.30Hz	3.76Hz
G + 0.2 Q1	3.22Hz	3.67Hz
G + 0.3 Q1	3.14Hz	3.58Hz
G + 0.4 Q1	3.07Hz	3.49Hz
G + 0.5 Q1	3.00Hz	3.41Hz

Si riporta di seguito le verifiche di una trave secondaria tipo della zona centrale del parcheggio:

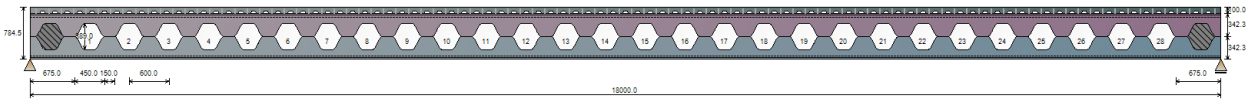


Figura 14-XV – Geometria trave Secondaria tipo – Parcheggio

Parameters

General Parameters

Composite Beam

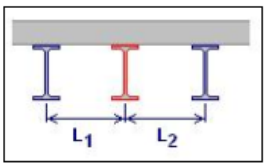
Profile database version :	**V2022_1**	
End supports :	Simply supported beam	
Horizontal span length :	L = 18.00 m	
Total number of openings :	n = 28	
Dimensions of the openings :		
Height :	a_0 = 389.0 mm	
Length of the sinusoide :	s = 150.0 mm	
Length of the flat part :	w_o = 150.0 mm	
Web post width :	$w_p = w_o$ = 150.0 mm	
Spacing between openings center :	e = 2 s + w_o + w_p =600.0 mm	
End web posts widths :	$w_{end,l}$ = 675.0 mm	$w_{end,r}$ = 675.0 mm
Mass of steel beam :	m = 2813 kg	
Mass of concrete slab :	m = 7095 kg	(Slab width = 2.000 m)
Mass of the steel sheeting :	m = 360 kg	
Total mass of the beam :	m = 10268 kg	
Total paint surface :	S = 41.71 m^2	
Paint surface (without upper face) :	S' = 36.31 m^2	
Massiveness :	M = 116.38 m^{-1}	
Massiveness (without upper face) :	M' = 101.31 m^{-1}	

Checking of the ANGELINA scope

Spacing cutting / flange inner face :	d = 124.8 mm	≥ 50.00 mm	OK
Spacing cutting / web-flange root :	d = 97.75 mm	≥ 10.00 mm	OK
Dimensions of an opening :	(2b+w)/a = 1.16	≤ 5.00	OK
Web slenderness :	h_w / t_w = 48.71	≤ 124.0ε_w = 102.3	OK

Position of the beam

The studied beam is an intermediate beam.



Spacing of the beam - to the adjacent left beam : L_1 = 2.000 m
- to the adjacent rigth beam : L_2 = 2.000 m

Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :
on the left side : d_1 = 1.000 m
on the right side : d_2 = 1.000 m
Total width : $d_1 + d_2$ = 2.000 m

No slab opening near the beam

ULTIMATE LIMIT STATES - COMPOSITE ACTION STAGE

Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.

Summary of the criteria

Degree of connection

Minimal degree of connection = 0.784
Most unfavorable degree of connection (Comb. U1) : = 1.26 > 0.784 Satisfactory

S = Satisfactory NS = Not satisfactory

Checkings of net sections at openings

Resistance to shear force (Open. no 28 - Comb. U1) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0.120	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 14 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0.188	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 14 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0.188	< 1	S

Web checkings

Shear buckling check required (Post no 27 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0.082	< 1	S

Posts checkings

Resistance to shear (Post no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0.284	< 1	S

Minimum throat thickness
Intermediate posts (Post no 1 - Comb. U1) : a_{min} = 1.61 mm
Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds
The total thickness of welds should be at least 3.22 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

Gross sections checkings

Resistance to bending (Post no 14 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0.273 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Left end - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0.082	< 1	S
Resistance to MV interaction	$\Gamma_{MVg,max}$	= 0.000	< 1	S

Detailed checkings

Stud resistance

γ_V = 1.25
Connection zone no 1 P_{Rd} = 49.22 kN
P_{Rd1} = 49.22 kN P_{Rd2} = 50.11 kN
α = 1.000 k_T = 0.850

Degree of connexion

ULS Combination n° 1
Maximum moment is obtained in section sd = 58
x_{sd} = 9.00 m : The left end is the closest one
L_{Slab} = 2.00 m
R_{Connex} = 2362.56 kN
F_{Steel} = 5723.64 kN $F_{Concrete}$ = 1870.00 kN
Degree of connection η = 1.263

Minimal degree of connection

Stud Height h_{sc} = 80.0 mm Diameter d_c = 16.0 mm
h_{sc} / d_c = 5.00
According to EN 1994-1-1 6.6.1.2 (2) :
Minimal degree for beam with same area of flanges = 0.784
Minimal degree for beam with ratio of areas of flanges equal to 3 = 0.969
Ratio Area of lower flange / Area of upper flange = 1.00
Linear interpolation : Minimum degree of connection η_{min} = 0.784

Transverse reinforcement

Design of transverse reinforcement for the longitudinal shear
According to EN 1994-1-1 § 6.6.6.1 and EN 1992-1-1 § 6.2.4

Synthesis

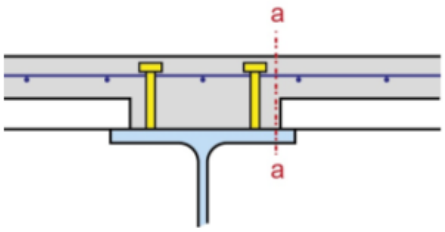
Criterion for the compression of concrete

$\Gamma_{\tau c}$	= 0.559	< 1	S
Obtained for θ	= 27°		

Minimal reinforcement = 0.54 cm^2/m
according to clause 9.2.2 (5) of EN 1992-1-1

Required reinforcement according to calculations:
A_s/s_f = 1.71 cm^2/m

Assumptions



SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

Deflections

v : Maximum vertical deflection of the beam

Under elementary load cases

Permanent loads (G) :	v = 20.20 mm (S58)	= L / 891
Live loads 1 (Q1) :	v = 16.09 mm (S58)	= L / 1119
Deflection due to shrinkage (S) of concrete	v = 9.94 mm (M = 118.9 kNm)	= L / 1810

Under SLS Combinations

S1 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 46.2 mm (S58)	= L / 389
S2 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 46.2 mm (S58)	= L / 389

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

Natural frequencies

Load case / Combination	Mass assumed to be concentrated	Mass assumed to be distributed
G	3.57Hz	4.06Hz
G + 0.1 Q1	3.43Hz	3.91Hz
G + 0.2 Q1	3.31Hz	3.77Hz
G + 0.3 Q1	3.20Hz	3.64Hz
G + 0.4 Q1	3.10Hz	3.53Hz
G + 0.5 Q1	3.00Hz	3.42Hz

14.7.2 VERIFICHE TRAVI –PARCHEGGIO ZONA LATERALE

Si riporta di seguito le verifiche di una trave principale tipo della zona laterale del parcheggio:

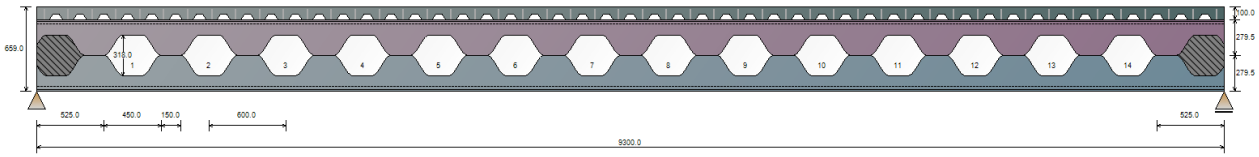


Figura 14-XVI – Geometria trave Principale tipo – Parcheggio

Parameters

General Parameters

Composite Beam

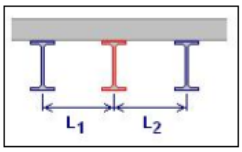
Profile database version :	**V2022_1**	
End supports :	Simply supported beam	
Horizontal span length :	L = 9.300 m	
Total number of openings :	n = 14	
Dimensions of the openings :		
Height :	a_0 = 318.0 mm	
Length of the sinusoide :	s = 150.0 mm	
Length of the flat part :	w_o = 150.0 mm	
Web post width :	$w_p = w_o$ = 150.0 mm	
Spacing between openings center :	e = 2 s + w_o + w_p =600.0 mm	
End web posts widths :	$w_{end,l}$ = 525.0 mm	$w_{end,r}$ = 525.0 mm
Mass of steel beam :	m = 626 kg	
Mass of concrete slab :	m = 16496 kg	(Slab width = 9.000 m)
Mass of the steel sheeting :	m = 837 kg	
Total mass of the beam :	m = 17960 kg	
Total paint surface :	S = 15.26 m^2	
Paint surface (without upper face) :	S' = 13.59 m^2	
Massiveness :	M = 191.30 m^{-1}	
Massiveness (without upper face) :	M' = 170.32 m^{-1}	

Checking of the ANGELINA scope

Spacing cutting / flange inner face :	d = 107.0 mm	≥ 50.00 mm	OK
Spacing cutting / web-flange root :	d = 86.00 mm	≥ 10.00 mm	OK
Dimensions of an opening :	(2b+w)/a = 1.42	≤ 5.00	OK
Web slenderness :	h_w / t_w = 56.98	≤ 124.0ε_w = 100.9	OK

Position of the beam

The studied beam is an intermediate beam.



Spacing of the beam - to the adjacent left beam : L_1 = 9.000 m
- to the adjacent rigth beam : L_2 = 9.000 m

Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :
on the left side : d_1 = 4.500 m
on the right side : d_2 = 4.500 m
Total width : $d_1 + d_2$ = 9.000 m

ULTIMATE LIMIT STATES - COMPOSITE ACTION STAGE

Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.

Summary of the criteria

Degree of connection

Minimal degree of connection = 0.529
Most unfavorable degree of connection (Comb. U1) : = 0.566 > 0.529 Satisfactory

S = Satisfactory NS = Not satisfactory

Checkings of net sections at openings

Resistance to shear force (Open. no 14 - Comb. U1) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0.406	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 6 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0.726	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 6 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0.726	< 1	S

Web checkings

Shear buckling check required (Post no 13 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0.274	< 1	S

Posts checkings

Resistance to shear (Post no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0.763	< 1	S

Minimum throat thickness
Intermediate posts (Post no 1 - Comb. U1) : a_{min} = 3.19 mm
Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds
The total thickness of welds should be at least 6.38 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

Gross sections checkings

Resistance to bending (Post no 6 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0.693 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Right end - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0.271	< 1	S
Resistance to MV interaction	$\Gamma_{MVg,max}$	= 0.000	< 1	S

Detailed checkings

Stud resistance

γ_V = 1.25
Connection zone no 1 P_{Rd} = 49.22 kN
P_{Rd1} = 49.22 kN P_{Rd2} = 50.11 kN
α = 1.000 k_T = 0.850

Degree of connexion

ULS Combination n° 1
Maximum moment is obtained in section sd = 30
x_{sd} = 4.65 m : The left end is the closest one
L_{Slab} = 2.33 m
R_{Connex} = 1230.50 kN
F_{Steel} = 2393.36 kN $F_{Concrete}$ = 2173.88 kN
Degree of connection η = 0.566

Minimal degree of connection

Stud Height h_{sc} = 80.0 mm Diameter d_c = 16.0 mm
h_{sc} / d_c = 5.00
According to EN 1994-1-1 6.6.1.2 (2) :
Minimal degree for beam with same area of flanges = 0.529
Minimal degree for beam with ratio of areas of flanges equal to 3 = 0.840
Ratio Area of lower flange / Area of upper flange = 1.00
Linear interpolation : Minimum degree of connection η_{min} = 0.529

Transverse reinforcement

Design of transverse reinforcement for the longitudinal shear
According to EN 1994-1-1 § 6.6.6.1 and EN 1992-1-1 § 6.2.4

Synthesis

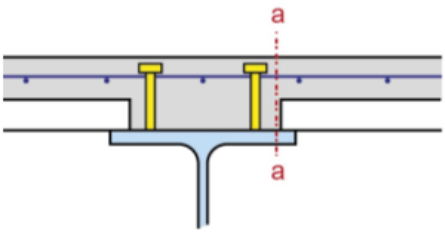
Criterion for the compression of concrete

$\Gamma_{\tau c}$	= 0.572	< 1 S
Obtained for θ	= 27°	

Minimal reinforcement = 0.54 cm²/m
according to clause 9.2.2 (5) of EN 1992-1-1

Required reinforcement according to calculations:
A_s/s_f = 1.75 cm²/m

Assumptions



SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

Deflections

v : Maximum vertical deflection of the beam

Under elementary load cases

Permanent loads (G) :	v = 18.48 mm (S30)	= L / 503
Live loads 1 (Q1) :	v = 19.22 mm (S30)	= L / 484
Deflection due to shrinkage (S) of concrete	v = 6.33 mm (M = 88.02 kNm)	= L / 1469

Under SLS Combinations

S1 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 44.0 mm (S30)	= L / 211
S2 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 44.0 mm (S30)	= L / 211

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

Natural frequencies

Load case / Combination	Mass assumed to be concentrated	Mass assumed to be distributed
G	3.54Hz	4.03Hz
G + 0.1 Q1	3.38Hz	3.85Hz
G + 0.2 Q1	3.24Hz	3.69Hz
G + 0.3 Q1	3.12Hz	3.55Hz
G + 0.4 Q1	3.01Hz	3.42Hz
G + 0.5 Q1	2.91Hz	3.31Hz

Si riporta di seguito le verifiche di una trave secondaria tipo della zona laterale del parcheggio:

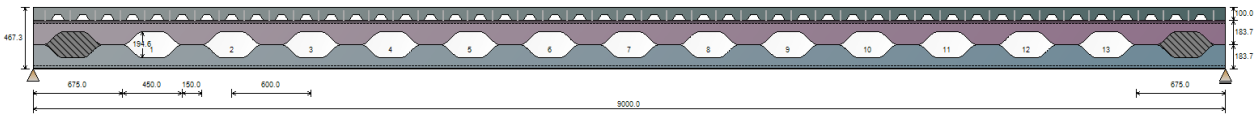


Figura 14-XVII – Geometria trave Secondaria tipo – Parcheggio

Parameters

General Parameters

Composite Beam

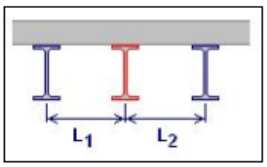
Profile database version :	**V2022_1**	
End supports :	Simply supported beam	
Horizontal span length :	L = 9.000 m	
Total number of openings :	n = 13	
Dimensions of the openings :		
Height :	a_0 = 194.6 mm	
Length of the sinusoide :	s = 150.0 mm	
Length of the flat part :	w_o = 150.0 mm	
Web post width :	$w_p = w_o$ = 150.0 mm	
Spacing between openings center :	e = 2 s + w_o + w_p =600.0 mm	
End web posts widths :	$w_{end,l}$ = 675.0 mm	$w_{end,r}$ = 675.0 mm
Mass of steel beam :	m = 331 kg	
Mass of concrete slab :	m = 3299 kg	(Slab width = 1.860 m)
Mass of the steel sheeting :	m = 167 kg	
Total mass of the beam :	m = 3797 kg	
Total paint surface :	S = 10.36 m^2	
Paint surface (without upper face) :	S' = 9.15 m^2	
Massiveness :	M = 246.00 m^{-1}	
Massiveness (without upper face) :	M' = 217.16 m^{-1}	

Checking of the ANGELINA scope

Spacing cutting / flange inner face :	d = 76.15 mm	≥ 50.00 mm	OK
Spacing cutting / web-flange root :	d = 61.15 mm	≥ 10.00 mm	OK
Dimensions of an opening :	(2b+w)/a = 2.31	≤ 5.00	OK
Web slenderness :	h_w / t_w = 48.02	≤ 124.0ε_w = 100.9	OK

Position of the beam

The studied beam is an intermediate beam.



Spacing of the beam - to the adjacent left beam : L_1 = 1.860 m
- to the adjacent rigth beam : L_2 = 1.860 m

Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :

on the left side :	d_1 = 0.930 m
on the right side :	d_2 = 0.930 m
Total width :	$d_1 + d_2$ = 1.860 m

ULTIMATE LIMIT STATES - COMPOSITE ACTION STAGE

Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.

Summary of the criteria

Degree of connection

Minimal degree of connection = 0.520
Most unfavorable degree of connection (Comb. U1) : = 0.884 > 0.520 Satisfactory

S = Satisfactory NS = Not satisfactory

Checkings of net sections at openings

Resistance to shear force (Open. no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0.087	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 7 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0.237	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 7 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0.237	< 1	S

Web checkings

Shear buckling check required (Post no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0.086	< 1	S

Posts checkings

Resistance to shear (Post no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0.235	< 1	S

Minimum throat thickness
Intermediate posts (Post no 1 - Comb. U1) : a_{min} = 0.75 mm
Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds
The total thickness of welds should be at least 1.51 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

Gross sections checkings

Resistance to bending (Post no 6 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0.317 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Left end - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0.105	< 1	S
Resistance to MV interaction	$\Gamma_{MVg,max}$	= 0.000	< 1	S

Detailed checkings

Stud resistance

γ_V = 1.25
Connection zone no 1 P_{Rd} = 49.22 kN
P_{Rd1} = 49.22 kN P_{Rd2} = 50.11 kN
α = 1.000 k_T = 0.850

Degree of connexion

ULS Combination n° 1
Maximum moment is obtained in section sd = 28
x_{sd} = 4.50 m : The left end is the closest one
L_{Slab} = 1.86 m
R_{Connex} = 1181.28 kN
F_{Steel} = 1336.26 kN $F_{Concrete}$ = 1739.10 kN
Degree of connection η = 0.884

Minimal degree of connection

Stud Height h_{sc} = 80.0 mm Diameter d_c = 16.0 mm
h_{sc} / d_c = 5.00
According to EN 1994-1-1 6.6.1.2 (2) :
Minimal degree for beam with same area of flanges = 0.520
Minimal degree for beam with ratio of areas of flanges equal to 3 = 0.835
Ratio Area of lower flange / Area of upper flange = 1.00

Transverse reinforcement

Design of transverse reinforcement for the longitudinal shear
According to EN 1994-1-1 § 6.6.6.1 and EN 1992-1-1 § 6.2.4

Synthesis

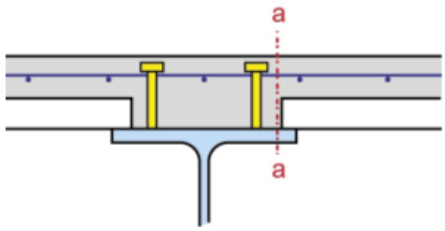
Criterion for the compression of concrete

$\Gamma_{\tau c}$	= 0.559	< 1	S
Obtained for ϑ	= 27°		

Minimal reinforcement = 0.54 cm^2/m
according to clause 9.2.2 (5) of EN 1992-1-1

Required reinforcement according to calculations:
A_s/s_f = 1.71 cm^2/m

Assumptions



SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

Deflections

v : Maximum vertical deflection of the beam

Under elementary load cases

Permanent loads (G) :	v = 10.39 mm (S28)	= L / 866
Live loads 1 (Q1) :	v = 9.87 mm (S28)	= L / 912
Deflection due to shrinkage (S) of concrete	v = 9.53 mm (M = 42.63 kNm)	= L / 945

Under SLS Combinations

S1 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 29.8 mm (S28)	= L / 302
S2 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 29.8 mm (S28)	= L / 302

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

Natural frequencies

Load case / Combination	Mass assumed to be concentrated	Mass assumed to be distributed
G	5.05Hz	5.76Hz
G + 0.1 Q1	4.82Hz	5.49Hz
G + 0.2 Q1	4.61Hz	5.25Hz
G + 0.3 Q1	4.43Hz	5.04Hz
G + 0.4 Q1	4.27Hz	4.86Hz
G + 0.5 Q1	4.12Hz	4.69Hz

14.7.3 VERIFICA TRAVI – ZONA TERMINAL

Si riporta di seguito le verifiche di una trave principale tipo della zona del terminal:

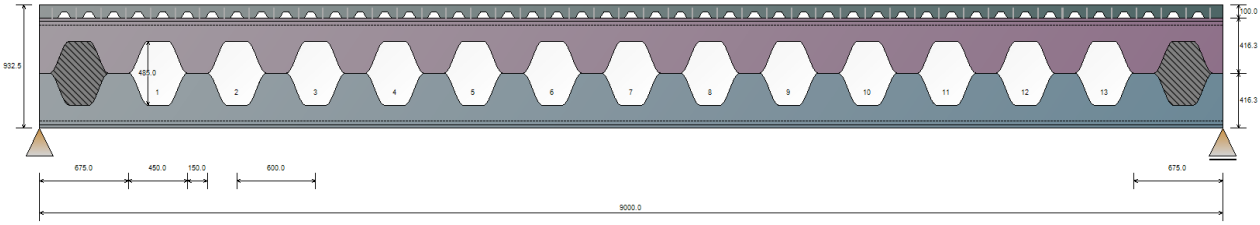


Figura 14-XVIII – Geometria trave Principale tipo – Terminal

Parameters

General Parameters

Composite Beam

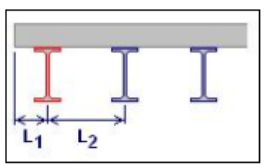
Profile database version :	**V2022_1**	
End supports :	Simply supported beam	
Horizontal span length :	L = 9.000 m	
Total number of openings :	n = 13	
Dimensions of the openings :		
Height :	a_0 = 485.0 mm	
Length of the sinusoide :	s = 150.0 mm	
Length of the flat part :	w_o = 150.0 mm	
Web post width :	$w_p = w_o$ = 150.0 mm	
Spacing between openings center :	e = 2 s + w_o + w_p =600.0 mm	
End web posts widths :	$w_{end,l}$ = 675.0 mm	$w_{end,r}$ = 675.0 mm
Mass of steel beam :	m = 1630 kg	
Mass of concrete slab :	m = 17738 kg	(Slab width = 10.00 m)
Mass of the steel sheeting :	m = 900 kg	
Total mass of the beam :	m = 20268 kg	
Total paint surface :	S = 23.24 m^2	
Paint surface (without upper face) :	S' = 20.54 m^2	
Massiveness :	M = 111.96 m^{-1}	
Massiveness (without upper face) :	M' = 98.95 m^{-1}	

Checking of the ANGELINA scope

Spacing cutting / flange inner face :	d = 148.8 mm	≥ 50.00 mm	OK
Spacing cutting / web-flange root :	d = 121.8 mm	≥ 10.00 mm	OK
Dimensions of an opening :	(2b+w)/a = 0.93	≤ 5.00	OK
Web slenderness :	h_w / t_w = 56.04	≤ 124.0ε_w = 102.3	OK

Position of the beam

The studied beam is an edge beam.



Spacing of the beam - to the slab edge :	L_1 = 1.000 m	
- to the adjacent beam :	L_2 = 18.00 m	
Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :		
on the side of the edge :	d_1 = 1.000 m	
on the side of the adjacent beam :	d_2 = 9.000 m	
Total width :	$d_1 + d_2$ = 10.00 m	
Area :	S = 90.00 m^2	

ULTIMATE LIMIT STATES - COMPOSITE ACTION STAGE

Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.

Summary of the criteria

Degree of connection

Minimal degree of connection = 0.506
Most unfavorable degree of connection (Comb. U1) : = 0.595 > 0.506 Satisfactory

S = Satisfactory NS = Not satisfactory

Checkings of net sections at openings

Resistance to shear force (Open. no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0.521	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 9 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0.547	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 9 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0.547	< 1	S

Web checkings

Shear buckling check required (Post no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0.304	< 1	S

Posts checkings

Resistance to shear (Post no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0.949	< 1	S

Minimum throat thickness
Intermediate posts (Post no 1 - Comb. U1) : a_{min} = 5.82 mm
Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds
The total thickness of welds should be at least 11.64 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

Gross sections checkings

Resistance to bending (Post no 6 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0.552 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Left end - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0.333	< 1	S
Resistance to MV interaction	$\Gamma_{MVg,max}$	= 0.000	< 1	S

Detailed checkings

Stud resistance

γ_V = 1.25
Connection zone no 1 P_{Rd} = 49.22 kN
P_{Rd1} = 49.22 kN P_{Rd2} = 50.11 kN
α = 1.000 k_T = 0.850

Degree of connexion

ULS Combination n° 1
Maximum moment is obtained in section sd = 28
x_{sd} = 4.50 m : The left end is the closest one
L_{Slab} = 2.13 m
R_{Connex} = 1181.28 kN
F_{Steel} = 6404.93 kN $F_{Concrete}$ = 1986.88 kN
Degree of connection η = 0.595

Minimal degree of connection

Stud Height h_{sc} = 80.0 mm Diameter d_c = 16.0 mm
h_{sc} / d_c = 5.00
According to EN 1994-1-1 6.6.1.2 (2) :
Minimal degree for beam with same area of flanges = 0.506
Minimal degree for beam with ratio of areas of flanges equal to 3 = 0.830
Ratio Area of lower flange / Area of upper flange = 1.00
Linear interpolation : Minimum degree of connection η_{min} = 0.506

Transverse reinforcement

Design of transverse reinforcement for the longitudinal shear
According to EN 1994-1-1 § 6.6.6.1 and EN 1992-1-1 § 6.2.4

Synthesis

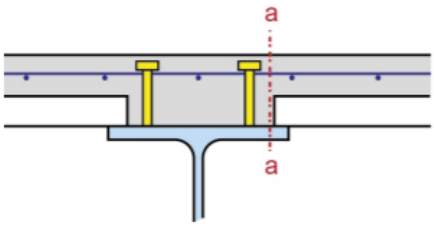
Criterion for the compression of concrete

$\Gamma_{\tau c}$	= 0.592	< 1	S
Obtained for θ	= 27°		

Minimal reinforcement = 0.54 cm^2/m
according to clause 9.2.2 (5) of EN 1992-1-1

Required reinforcement according to calculations:
A_s/s_f = 1.81 cm^2/m

Assumptions



SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

Deflections

v : Maximum vertical deflection of the beam

Under elementary load cases

Permanent loads (G) :	v = 10.47 mm (S28)	= L / 860
Live loads 1 (Q1) :	v = 9.27 mm (S28)	= L / 971
Deflection due to shrinkage (S) of concrete	v = 2.15 mm (M = 151.7 kNm)	= L / 4183

Under SLS Combinations

S1 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 21.9 mm (S28)	= L / 411
S2 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 21.9 mm (S28)	= L / 411

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

Natural frequencies

Load case / Combination	Mass assumed to be concentrated	Mass assumed to be distributed
G	4.34Hz	4.95Hz
G + 0.1 Q1	4.20Hz	4.78Hz
G + 0.2 Q1	4.07Hz	4.63Hz
G + 0.3 Q1	3.95Hz	4.50Hz
G + 0.4 Q1	3.84Hz	4.37Hz
G + 0.5 Q1	3.74Hz	4.26Hz

Si riporta di seguito le verifiche di una trave secondaria tipo della zona del terminal:

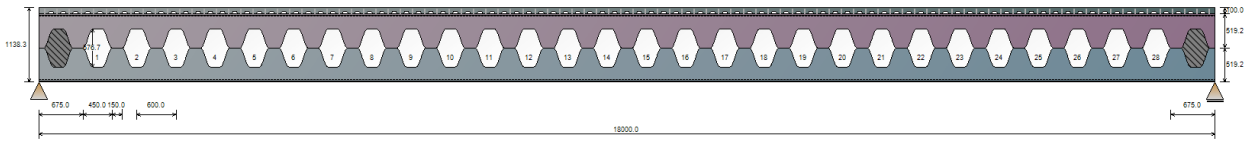


Figura 14-XIX – Geometria trave Secondaria tipo - Terminal

Parameters

General Parameters

Composite Beam

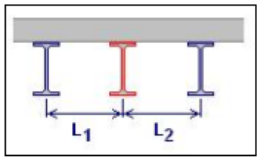
Profile database version :	**V2022_1**	
End supports :	Simply supported beam	
Horizontal span length :	L = 18.00 m	
Total number of openings :	n = 28	
Dimensions of the openings :		
Height :	a_0 = 576.7 mm	
Length of the sinusoide :	s = 150.0 mm	
Length of the flat part :	w_o = 150.0 mm	
Web post width :	$w_p = w_o$ = 150.0 mm	
Spacing between openings center :	e = 2 s + w_o + w_p =600.0 mm	
End web posts widths :	$w_{end,l}$ = 675.0 mm	$w_{end,r}$ = 675.0 mm
Mass of steel beam :	m = 2457 kg	
Mass of concrete slab :	m = 6386 kg	(Slab width = 1.800 m)
Mass of the steel sheeting :	m = 324 kg	
Total mass of the beam :	m = 9166 kg	
Total paint surface :	S = 50.49 m^2	
Paint surface (without upper face) :	S' = 45.74 m^2	
Massiveness :	M = 161.35 m^{-1}	
Massiveness (without upper face) :	M' = 146.16 m^{-1}	

Checking of the ANGELINA scope

Spacing cutting / flange inner face :	d = 215.3 mm	≥ 50.00 mm	OK
Spacing cutting / web-flange root :	d = 195.3 mm	≥ 10.00 mm	OK
Dimensions of an opening :	(2b+w)/a = 0.78	≤ 5.00	OK
Web slenderness :	h_w / t_w = 80.61	≤ 124.0ε_w = 100.9	OK

Position of the beam

The studied beam is an intermediate beam.



Spacing of the beam - to the adjacent left beam :	L_1 = 1.800 m	
- to the adjacent rigth beam :	L_2 = 1.800 m	
Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :		
on the left side :	d_1 = 0.900 m	
on the right side :	d_2 = 0.900 m	
Total width :	$d_1 + d_2$ = 1.800 m	

No slab opening near the beam

ULTIMATE LIMIT STATES - COMPOSITE ACTION STAGE

Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.

Summary of the criteria

Degree of connection

Minimal degree of connection = 0.790
Most unfavorable degree of connection (Comb. U1) : = 1.40 > 0.790 Satisfactory

S = Satisfactory NS = Not satisfactory

Checkings of net sections at openings

Resistance to shear force (Open. no 1 - Comb. U1) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0.223	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 14 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0.385	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 14 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0.385	< 1	S

Web checkings

Shear buckling check required (Post no 27 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0.137	< 1	S

Posts checkings

Resistance to shear (Post no 27 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0.314	< 1	S

Minimum throat thickness
Intermediate posts (Post no 27 - Comb. U1) : a_{min} = 1.83 mm
Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds
The total thickness of welds should be at least 3.66 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

Gross sections checkings

Resistance to bending (Post no 14 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0.351 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Right end - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0.100	< 1	S
Resistance to MV interaction	$\Gamma_{MVg,max}$	= 0.000	< 1	S

Detailed checkings

Stud resistance

γ_V = 1.25
Connection zone no 1 P_{Rd} = 49.22 kN
P_{Rd1} = 49.22 kN P_{Rd2} = 50.11 kN
α = 1.000 k_T = 0.850

Degree of connexion

ULS Combination n° 1
Maximum moment is obtained in section sd = 58
x_{sd} = 9.00 m : The left end is the closest one
L_{Slab} = 1.80 m
R_{Connex} = 2362.56 kN
F_{Steel} = 4630.39 kN $F_{Concrete}$ = 1683.00 kN
Degree of connection η = 1.404

Minimal degree of connection

Stud Height h_{sc} = 80.0 mm Diameter d_c = 16.0 mm
h_{sc} / d_c = 5.00
According to EN 1994-1-1 6.6.1.2 (2) :
Minimal degree for beam with same area of flanges = 0.790
Minimal degree for beam with ratio of areas of flanges equal to 3 = 0.970
Ratio Area of lower flange / Area of upper flange = 1.00
Linear interpolation : Minimum degree of connection η_{min} = 0.790

Transverse reinforcement

Design of transverse reinforcement for the longitudinal shear
According to EN 1994-1-1 § 6.6.6.1 and EN 1992-1-1 § 6.2.4

Synthesis

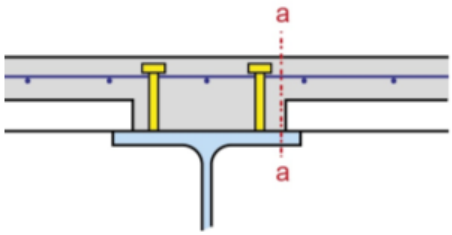
Criterion for the compression of concrete

$\Gamma_{\tau c}$	= 0.549	< 1	S
Obtained for ϑ	= 27°		

Minimal reinforcement = 0.54 cm^2/m
according to clause 9.2.2 (5) of EN 1992-1-1

Required reinforcement according to calculations:
A_s/s_f = 1.68 cm^2/m

Assumptions



SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

Deflections

v : Maximum vertical deflection of the beam

Under elementary load cases

Permanent loads (G) :	v = 18.62 mm (S58)	= L / 967
Live loads 1 (Q1) :	v = 16.73 mm (S58)	= L / 1076
Deflection due to shrinkage (S) of concrete	v = 7.28 mm (M = 153.8 kNm)	= L / 2473

Under SLS Combinations

S1 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 42.6 mm (S58)	= L / 422
S2 = 1.00 G + 1.00 Q1 + S :	v = 42.6 mm (S58)	= L / 422

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

Natural frequencies

Load case / Combination	Mass assumed to be concentrated	Mass assumed to be distributed
G	3.50Hz	3.99Hz
G + 0.1 Q1	3.37Hz	3.84Hz
G + 0.2 Q1	3.25Hz	3.70Hz
G + 0.3 Q1	3.14Hz	3.58Hz
G + 0.4 Q1	3.04Hz	3.46Hz
G + 0.5 Q1	2.95Hz	3.36Hz