ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DIPARTIMENTO DI ARCHITETTURA

CORSO DI LAUREA in INGEGNERIA EDILE E ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

in
Costruzioni ferroviarie e aeroportuali con laboratorio

Studio e progetto dell'ampliamento del terminal passeggeri dell'aeroporto Marco Polo di Venezia

CANDIDATO:

Francesco Radi

RELATORE:

Dott. Ing. Valeria Vignali

CORRELATORI:

Prof. Ing. Giovanni Mochi

Dott. Ing. Elena Ferretti

Dott. Ing. Massimo Gallina

Anno Accademico 2014/15
Sessione III

PAROLE CHIAVE

Terminal aeroportuale

Pavimentazioni aeroportuali

Stalli aerei

Evoluzione Gaggiandre

Reticolare spaziale

Abstract

La tesi affronta lo sviluppo del terminal passeggeri extra-Schengen dell'aeroporto internazionale di Venezia-Tessera "Marco Polo" che nei prossimi anni sarà oggetto di un vasto ampliamento che prevede la realizzazione di due nuovi corpi, ubicati uno a nord e uno a sud di quello attuale. L'espansione a nord è destinata alla nuova area per i varchi di sicurezza e ai passeggeri Schengen, quella a sud servirà i passeggeri extra-Schengen.

La tesi ha previsto un periodo iniziale di tirocinio presso la sede di Venezia dello studio Oneworks consentendo allo studente di affrontare il quadro progettuale da diversi punti di vista, prendendo in considerazione sia l'area air-side, sia quella land-side.

Relativamente alla prima viene affrontato il progetto del piazzale di sosta degli aeromobili previsto per il terminal sud. Dopo aver scelto una collocazione dell'apron che cerchi di massimizzare l'offerta per i passeggeri e l'operatività dell'aeroporto, si definisce il suo aspetto plano-altimetrico. Esso è calcolato sulla base dello spettro di traffico aereo ipotizzato per il 2021 e sui requisiti di distanze, dimensioni e superfici di delimitazione richiesti dalla normativa internazionale. Per la pavimentazione del piazzale viene definita la sezione trasversale, i materiali e le prestazioni in opera, con particolare attenzione ai giunti delle lastre rigide, alle opere di drenaggio per le precipitazioni ed alla segnaletica orizzontale.

Nella seconda parte della tesi è stato approfondito il tema della copertura dei nuovi edifici del terminal che si affiancheranno a quello esistente, realizzato nel 2002. Partendo dalle linee guida del progetto originario, è stato condotto uno studio del concept architettonico ispirato alle Gaggiandre che viene utilizzato sul fronte del piazzale degli aeromobili. Esse sono le grandi tettoie dell'Arsenale veneziano realizzate nel 1571 da Sansovino e sorrette da una struttura a capriata. È stata esaminata la loro evoluzione architettonica-strutturale nei secoli fino ad arrivare all'architetto Mar durante la progettazione dell'edificio attuale. Infine si propone una soluzione alternativa alla copertura progettata da Oneworks utilizzando uno schema reticolare spaziale in alluminio di cui si verifica la convenienza architettonica, economica e ambientale.

Indice

1 L'aeroporto Marco Polo di Venezia 1

1.1 Storia dell'aeroporto e configurazione attuale 1

1.2 Verso il futuro: lo scambio intermodale e il corridioio transeuropero 2

1.2.1 Oneworks 3

2 - Il masterplan per l'espansione 5

2.1 Airside: ampliamento e adeguamento 5

2.2 Landside: stazione intermodale e ampliamento terminal 8

2.3 Pianificazione dei lavori 12

3 - Airside 13

3.1 Introduzione 13

3.2 Previsione spettro di traffico 2017-2021 14

3.3 Geometria del piazzale 16

3.4 Pavimentazioni 19

3.4.1 Pacchetti delle pavimentazioni del piazzale extra-Schengen 21

3.4.2 Giunti della pavimentazione rigida 28

3.5 Operatività aeromobili e Obstacle Free-Zone 33

3.5.1 Pista principale in uso, sezione A-A 33

3.5.2 Pista secondaria in uso, sezione A-A 36

3.5.3 Pista principale e pista secondaria in uso, sezione B-B 39

3.6 Definizione degli configurazione degli stalli 39

3.6.1 Segnaletica orizzontale 39

3.6.2 Configurazione degli stalli 42

4 - Landside 47

4.1 L'identità architettonica del Marco Polo 47

4.2 Le gaggiandre all'arsenale 47

4.3 Un nuovo metodo per costruire 53

4.4 Le gaggiandre oggi, progetto per il terminal 64

4.5 un'alternativa 69

4.5.1 La proposta progettuale 69

4.5.2 Strutture reticolari spaziali 70

4.5.3 Linee guida del progetto 73

4.5.4 La progettazione 76

4.5.5 Calcolo dell'azione del vento 81

4.5.6 Calcolo dei carichi della neve 85
4.5.7 Peso dell'involucro esterno 88
4.5.8 Proiezione dei carichi 88
4.5.9 Progetto e verifica delle sezioni 93
4.5.10 Risultati 112
5 - Conclusioni 115
Appendice A. - L'alluminio I
A.1 LA NASCITA DELL'ALLUMINIO I
A.2 DAL MINERALE ALL'ELEMENTO STRUTTURALE I
A.2.1 Il processo produttivo I
A.2.2 Le leghe e la loro classificazione II
A.2.3 Imperfezioni geometriche V
A.2.4 Imperfezioni meccaniche V
A.3 LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE VI
A.3.1 Le proprietà fisiche generali VI
A.3.2 Le proprietà meccaniche VII
A.3.3 Caratterizzazione legge σ-ε VIII
A.3.4 Instabilità piana delle aste compresse XI
A.3.5 Resistenza agli agenti atmosferici XII
A.4 CONFRONTO TRA ACCIAIO E ALLUMINIO XIII
A.5 COLLEGAMENTI XVII
A.6 NORMATIVA DI RIFERIMENTO XVIII
A.6.1 L'Eurocodice 9 XVIII
1.1.1 Classificazione delle sezioni trasversali XIX
1.1.2 Verifica di trazione XX
1.1.3 Verifica di compressione e stabilità XXI
TAVOLE ALLEGATE. i
TAV 01 Inquadramento generale aeroporto Marco Polo di Venezia iii
TAV 02 Inquadramento Terminal Extrashengen v
TAV 03 Planimetria stato di progetto pavimentazione piazzale extra-Shengen vii
TAV 04 Giunti delle lastre del piazzale ix
TAV 05 Pacchetti di pavimentazione, giunti e sistemi di drenaggio xi
TAV 06a Sezioni trasversali xiii
TAV 06e Sezioni trasversali 7 e 8 xxi
TAV 06f Sezioni trasversali 9 e 10 xxiii

TAV 06g Sezioni trasversali 11 e 12 xxv
TAV 07a Planimetria stato di progetto e dimensioni velivoli dello spettro di traffico aereo xxvii
TAV 07b Sezioni A-A con delimitazioni OFZ xxix
TAV 07c Sezioni B-B con delimitazioni OFZ xxxi
TAV 8 Segnaletica orizzontale xxxiii
TAV 9 Possibili configurazioni degli stand nel piazzale extra-Shengen xxxv
Grazie a 187
Opere citate ..... a
Bibliografia ..... a
Sitografia ..... b
Normativa di riferimento c

1 L’aeroporto Marco Polo di Venezia

1.1 STORIA DELL’AEROPORTO E CONFIGURAZIONE ATTUALE

La presente tesi ha come oggetto il progetto per l’ampliamento e l’adeguamento dell’aeroporto Marco Polo di Venezia, redatto dallo studio di progettazione Oneworks e in ultimazione per il 2021.

La storia dell’aeroporto comincia nel 1958 quando una vasta area di 335 ettari che si affaccia direttamente sulla laguna veneta viene bonificata. Inaugurata nel 1961 e intitolata al celebre esploratore veneziano Marco Polo, l’aerostazione si colloca in una posizione strategica, a 13 km da Venezia e a 29 km da Treviso. In breve tempo divenne l'aeroporto di riferimento della regione, espandendo sempre di più la sua rete di traffico, fino alla necessità di realizzare il primo ampliamento nel 2002 (Fig. 1.1).

Fig. 1.1 Inquadramento dell'aeroporto e del territorio circostante.

In questa occasione venne costruito un nuovo terminal aeroportuale ad opera dell'architetto Gian Paolo Mar che per il fronte riprese le forme delle Gaggiandre dell'arsenale di Venezia, oggi elemento distintivo dell’aeroporto. È un edificio a pianta

rettangolare che misura circa 170 m di lunghezza (in direzione Nord-Sud) per 120 m di larghezza ed è articolato su tre livelli. Per traffico è il terzo d'Italia con più di 8 milioni di passeggeri all'anno destinati a crescere e con rotte sia nazionali che internazionali, ma è attualmente sottodimensionato.

I dati di traffico del 2013 riscontrano una forte internazionalità (circa l'80% delle destinazioni servite), su cui operano 51 diversi vettori molti dei quali low-cost, per un totale di 8,3 milioni di passeggeri in un anno[1]. Le proiezioni statistiche prevedono per il 2021 un'utenza di 11,6 milioni di passeggeri che, sommati ai recenti accordi stretti tra il gestore dell'aeroporto (SAVE) e diverse compagnie aeree, permetteranno il transito regolare di aerei di codice F. Lo scopo dei lavori di adeguamento e della tesi è permettere a questo scenario di realizzarsi.

1.2 VERSO IL FUTURO: LO SCAMBIO INTERMODALE E IL CORRIDIOIO TRANSEUROPERO

Il Marco Polo e l'aeroporto di Treviso, distante dal primo 29 km e più piccolo, compongono un unico sistema aeroportuale che serve lo stesso bacino di utenza, ma con specializzazioni diverse. Le strategie di sviluppo identificate dal Ministero dei Trasporti e della stessa società SAVE sono fortemente collegate alle grandi vide di comunicazione che attraversano questa regione: l'autostrada A4 "Torino-Trieste", collegata all'aeroporto dall'A27 (Autostrada d'Alemagna) e la superstrada Pedemontana, ma attualmente non ci sono collegamenti diretti tra l'aeroporto e il sistema ferroviario. Questo è il primo punto di trasformazione secondo il progetto europeo di Nodo Intermodale che vede il Marco Polo come principale "porta" di accesso al nord-est dalle lunghe distanze, integrandolo con tutte le modalità di trasporto e come fulcro per uno sviluppo armonico del territorio. Verrà creata una bretella di collegamento apposita per unire l'aeroporto alla linea di alta velocità ferroviaria Trieste-Venezia-Milano-Torino, parte del Corridoio Transeuropeo V che deve collegare orizzontalmente tutta l'Europa e non solo, partendo da Kiev e arrivando a Lisbona (Fig. 1.2).

[1] Nel 2000 erano poco più di 4 milioni.

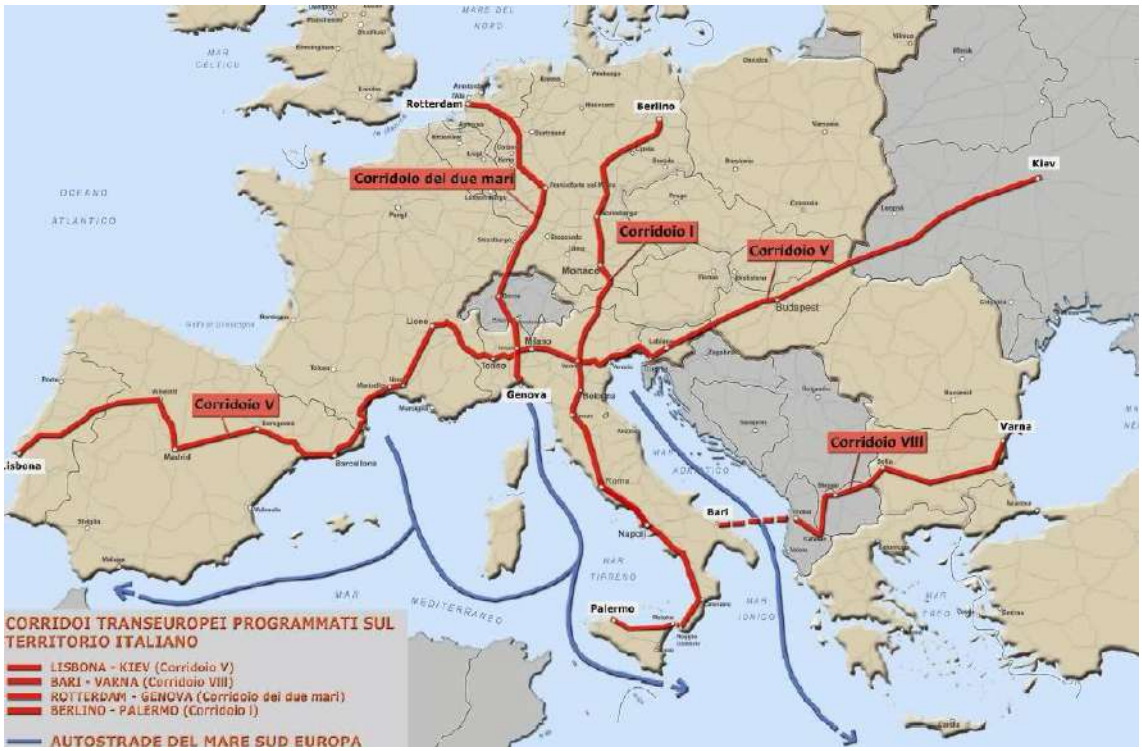


Fig. 1.2 Prima classificazione dei corridoi transeuropei.

Oltre a ciò lo scalo è identificato anche come il primo gate intercontinentale dell'euroregione alpina-orientale ed alto-adriatica, costituita sia dalle regioni italiane che dalla Slovenia e parte della Croazia. Il progetto che verrà realizzato per questo nodo è quindi di estrema importanza e dovrà tener in considerazione non solo i flussi internazionali in transito, ma anche gli standard prestazionali degli altri scali europei a cui sarà collegato.

1.2.1 Oneworks

Oneworks è uno studio di progettazione di infrastrutture viarie che da vent'anni lavora con partner internazionali per opere in Italia e nel mondo. Queste società ha vinto la gara di appalto per la progettazione architettonica e ingegneristica di ogni aspetto dell'ampliamento del Marco Polo: dall'adeguamento delle piste e dei piazzali, all'espansione del termine, alla creazione dello scambio intermodale.

Durante il tirocinio curriculare ho avuto modo di entrare in questa realtà e imparare argomenti poco trattati durante gli studi, mentre seguivo i lavori per l'espansione del piazzale a Nord-Ovest, scalo per i voli provenienti dalla zona Schengen.

Questa tesi affronta in un primo momento la progettazione del piazzale extra-Schengen, esaminando gli effetti che le maggiori dimensioni e peso degli aeromobili hanno sulle geometrie, sulle pavimentazioni e sulla loro mobilità in sicurezza, per poi proseguire con un'analisi della copertura del terminal. In questa seconda parte si illustrerà l'origine del concept architettonico che ha ispirato Mar nel 2002, approfondendo lo sviluppo conoscitivo e tecnico per la realizzazione delle coperture a capriata nel corso dei secoli. Infine verrà proposto uno studio di fattibilità per una copertura alternativa a quella proposta da Oneworks, ricercando una maggior economicità strutturale, dei costi e ambientale.

2 - Il masterplan per l'espansione

2.1 AIRSIDE: AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTO

Gli aeroporti si dividono in due aree principali: l'airside, dove circolano e sostano gli aerei, e il landside, che comprende gran parte della zona terminal. L'airside classifica ogni aerostazione in base ad un "*reference code*" che ne sintetizza le caratteristiche infrastrutturali. È costituito da un numero che indica la lunghezza caratteristica di pista e da una lettera che individua la classe ICAO dell'aeromobile critico per l'area di movimento. A determinare quest'ultimo ci sono i dati dimensionali di pista, taxiway, aree di sosta per gli aeromobili, nonché gli interassi tra le taxiway. Il sistema di connessioni pista-Apron per l'aeroporto di Venezia determina un aereo critico di classe E, anche se è possibile, tramite opportune procedure, ospitare aeromobili di classe F. La lunghezza di pista, superiore ai 1800 m, determina invece un "*code number*" pari a 4. Nel complesso il reference code dell'aeroporto Marco Polo è 4E (Tabella 2.1).

PRIMO ELEMENTO DEL CODICE		SECONDO ELEMENTO DEL CODICE		
NUMERO DI CODICE	Lunghezza della pista di riferimento dell'aereo	LETTERADI CODICE	Apertura alare	Larghezza massima del carrello principale
1	< 800 m	A	< 15 m	< 4.5 m
2	800 ÷ 1.200 m	B	15 ÷ 24 m	4.5 ÷ 6.0 m
3	1.200 ÷ 1.800 m	C	24 ÷ 36 m	6.0 ÷ 9.0 m
4	≥ 1.800 m	D	36 ÷ 52 m	9.0 ÷ 14.0 m
		E	52 ÷ 65 m	9.0 ÷ 14.0 m
		F	≥ 65 m	≥ 14 m

Tabella 2.1 Classificazione degli aeroporti secondo ICAO.

Il Marco Polo possiede due piste di volo parallele distanti tra loro (misura da asse ad asse) 202 m, cosa che non permette il loro uso contemporaneo. Poiché parallele sono entrambe

delle piste 04-22, ovvero le sui estremità sono inclinate rispettivamente di 40° e 220° (40°+180°) rispetto al Nord magnetico.

La pista di volo principale ha le seguenti caratteristiche:

- lunghezza 3.300 m;
- larghezza 45 m;
- larghezza "*shoulders*", fasce antipolvere, di 15 m per lato;
- pavimentazione flessibile su tutta la sua lunghezza tranne che per la testata 04, in cui vi è una sovrastruttura in lastre di calcestruzzo per una lunghezza di 450 m;
- possiede un sistema di atterraggio strumentale di precisione di categoria III B.

La pista di volo secondaria ha le seguenti caratteristiche:

- lunghezza 2.780 m;
- larghezza 45 m;
- larghezza shoulders di 7.50 m per lato;
- pavimentazione flessibile su tutta la sua lunghezza;
- "*turn pads*" in corrispondenza dell'estremità 22;
- sentiero di avvicinamento di categoria I.

Nella configurazione del 2013 erano presenti 15 *taxiway*/*rapid exit taxiway*, bretelle che collegavano tra loro le piste e i piazzali, ognuna con la sua specifica lunghezza e larghezza in base alle necessità. Si vuol far notare come la pista secondaria diventi una via di rullaggio a tutti gli effetti nel caso in cui quella principale sia in uso per atterraggi e decolli.

La capacità del sistema di infrastrutture aeronautiche è basata sul numero di voli massimi previsti nell'ora di picco per ciascun anno, dati che derivano dalle previsioni sui flussi di picco dei passeggeri e del fattore di riempimento degli aeromobili. Si riportano i dati storici e le previsioni per i prossimi anni in Tabella 2.2.

Il tempo di occupazione della pista[1] è in media di 1 minuto e 15", quindi si potrebbe raggiungere un livello teorico di 48 decolli o atterraggi ogni ora. Tuttavia si deve considerare che per motivi di sicurezza un aereo è autorizzato al decollo se solo se tutti quelli in avvicinamento si trovano a più di 3 minuti di dalla pista, creando al seguente sequenza: decollo → 3 minuti → atterraggio → sgombro della runway (1 minuto) → decollo.

[1] Detta anche "*runway*".

Anno	TRAFFICO COMMERCIALE			AVIAZIONE GENERALE
	Mov/h	di cui Shengen	di cui extra Shengen	Mov/h
2013	26	19	7	4
2014	26	19	7	4
2015	27	20	7	4
2016	28	21	7	4
2017	29	21	7	4
2018	29	22	8	4
2019	30	23	8	4
2020	31	23	8	5
2021	32	24	8	5

Tabella 2.2 Dati storici e proiezioni medie dei movimenti all'ora.

In questo modo si ha una capienza di circa 30 mov/h con gli attuali modelli di aeromobili, ma se questi aumentassero le loro dimensioni (come sarà) la portata dell'aeroporto diminuirebbe a 26 mov/h se non si intervenisse. I lavori previsti si ripropongono invece di aumentare tale valore a 32 mov/h entro il 2021.

Gli studi condotti hanno rilevato che la maggior parte del traffico del Marco Polo ha come destinazione/provenienza le aree che fanno parte dell'accordo di Schengen[2], ma grazie al notevole aumento del tasso di crescita degli ultimi anni (9% medio) le zone extra-Schengen rappresenteranno nel 2021 quasi il 38% dei movimenti totali, con più di 4 milioni di utenti. Ciò comporta una modifica nell'equilibrio degli spazi dei piazzali in cui i due traffici sono divisi per ragioni di ingombri (la seconda categoria possiede aerei molto più grandi) e di controllo dei passeggeri e delle merci.

Per far fronte a queste necessità il masterplan redatto da Oneworks, in collaborazione con il gestore SAVE, ha definito le seguenti configurazioni dei "*contact stands*"[3]:

- 6 stands tipo E, 1 tipo D;
- 5 stands tipo E, 1 tipo D, 2 tipo C;
- 4 stands tipo E, 1 tipo D e 4 tipo C.

In questo modo si ha la possibilità di trasformare uno stallo in uno di categoria inferiore ("*stand mars*") e quindi di avere una maggiore flessibilità in base alle esigenze delle diverse fasce orarie della giornata. Per quello che riguarda invece i contact stands del piazzale Schengen si ritiene necessario realizzare 6 stalli di codice C entro il 2018.

[2] Nel 2015 hanno rappresentato quasi il 68% del traffico totale.

[3] Aree direttamente collegate ai gates in cui sono parcheggiati gli aeromobili durante le fasi di carico e scarico.

2.2 LANDSIDE: STAZIONE INTERMODALE E AMPLIAMENTO TERMINAL

I lavori nel landside riguardano principalmente l'edificazione di nuove strutture e nuovi servizi da affiancare a quelli esistenti. In questo contesto il tema nell'architettura è particolarmente importante in quanto si tratta di più che raddoppiare le superfici esistenti, integrandole e riconfigurandole con i nuovi volumi che circonderanno l'aerostazione esistente, la cui immagine è apprezzata e consolidata nel territorio. Il progetto elaborato da Gianpaolo Mar ha profuso prestazioni funzionali dei più moderni terminal con i caratteri architettonici e stilistici della tradizione veneziana, introducendo nello stesso tempo principi di modularità che possono guidare il consistente ampliamento di oggi e di domani. Il concept architettonico originario è basato sulla forte distinzione delle aree landside e airside, dove la prima è trattata come un palazzo urbano, mentre la seconda richiama l'Arsenale di Venezia attraverso il fronte sul piazzale. Sulla base di questi canoni sono state inizialmente ideate tre possibili soluzioni architettonicamente diverse tra loro ma omogenee per dimensionamento:

- Soluzione A – "a piastra": l'ampliamento è ottenuto attraverso una forma neutra rispetto a quelle del terminal esistente;
- Soluzione B – "a falde": in continuità sul fronte airside con i vecchi volumi che lo estendono per tutta la lunghezza del piazzale. Viene ripreso lo stesso tema dell'arsenale ma rielaborandolo realizzandolo con nuovi materiali;
- Soluzione C - "a padiglioni": comporta l'accostamento di edifici con una connotazione architettonica autonoma rispetto a quella esistente (Fig. 2.1).

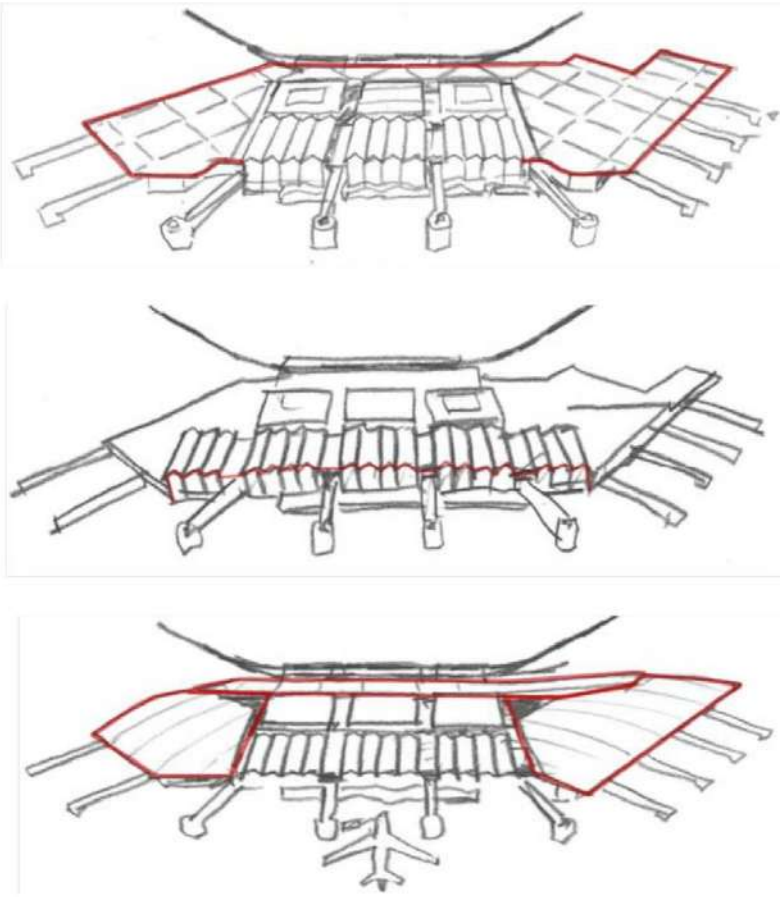


Fig. 2.1 Le tre proposte per la copertura del nuovo terminal.

Valutate le tre proposte anche con il progettista Mar, si è scelta la seconda soluzione poiché salvaguarda l'autonomia e la riconoscibilità dell'edificio esistente e ne riprende i tratti stilistici, seppur rielaborandoli, e la scansione modulare ogni 12 m così da creare un *continuum* architettonico sul fronte dei piazzali. Sul retro del terminal esistente verrà realizzata la galleria "forecourt" che coprirà lo spazio fra il corpo di fabbrica e la viabilità (Fig. 2.2), conformandolo per il nodo intermodale (Fig. 2.3).

Fig. 2.2 Identificazione delle zone di ampliamento: in grigio l'esistente, in giallo la galleria della forecourt e in blu i due nuovi terminal (a destra Schengen, a sinistra extra-Schengen).

Fig. 2.3 Render interno della nuova galleria forecourt che ricoprirà lo scambio intermodale.

A sud dell'aeroporto è stata pensata anche la "porta d'acqua", un edificio che permetterà l'accesso diretto all'aeroporto anche da parte dei mezzi natanti. Esso è uno spazio coperto unico, dell'estensione complessiva di 5000 m^2 a forma di pettine (Fig. 2.4 e Fig. 2.5) che raccoglie il flusso di passeggeri provenienti di acqua attraverso i moli di attacco. I passeggeri vengono poi condotti verso il Moving Walkway, un percorso pedonale sopraelevato e coperto, lungo poco meno di quattrocento metri (di cui 310 su tappeti mobili) che collega la darsena all'aeroporto.

Fig. 2.4 Visuale aerea della porta d'acqua.

Fig. 2.5 Visuale interna del corpo di fabbrica della darsena a cui si accede dai moli (a sinistra).

Gli aeroporti sono delle tipologie di edificio che possono essere considerati "energivori" a causa dei lunghi periodi di utilizzo giornalieri e delle loro funzioni; per questo motivo sono state individuate delle strategie che consentiranno di ottimizzare le prestazioni. Un primo esempio riguarda le pareti esterne il cui orientamento rispetto al sole cerca di trovare le soluzioni migliori; l'impianto di riscaldamento/raffrescamento impiega delle pompe di calore che sfruttano il terreno come un serbatoio termico attraverso dei sistemi a sonda integrati nei piani di fondazione. Inoltre si cerca di ridurre la richiesta di energia elettrica alla rete nazionale attraverso l'utilizzo di impianti fotovoltaici e l'impiego di LED per l'illuminazione artificiale, insieme a un sistema di gestione automatica della luce in grado di controllare l'intensità luminosa delle varie aree in base a quella naturale.
Dopo un'analisi preventiva, queste strategie unitariamente ad altre, possono permettere una Certificazione LEED dell'edificio con un risultato in fascia GOLD di circa 70/110 punti (Fig. 2.6 e Fig. 2.7).

Fig. 2.6 Classificazione delle categorie LEED.

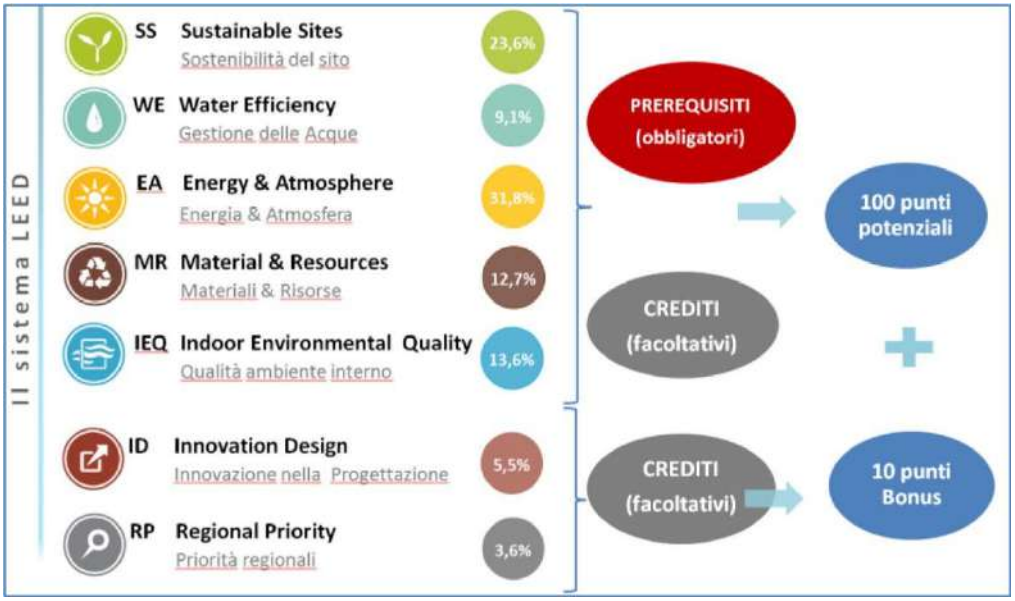


Fig. 2.7 Dettagli della prima analisi per la certificazione LEED.

2.3 PIANIFICAZIONE DEI LAVORI

La programmazione degli interventi prevede la realizzazione di 3 lotti separati:

- lotto 1, che comprende la ristrutturazione della forecourt e la copertura delle zone tra il terminal e la viabilità. I lavori per quest'area sono iniziati circa un anno fa;
- lotto 2a, che corrisponde all'area del terminal extra-Schengen, in fase di approvazione da parte dell'Enac[4] e oggetto della tesi;
- lotto 2b, che corrisponde all'area del terminal Schengen i cui progetti definitivi sono stati completati e approvati nella seconda metà del 2015.

Il completamento dei lavori è prevista per il 2022, in cui rimarrà da completare solo parte del lotto 2.

[4] Ente Nazionale per l'Aviazione Civile.

3 - Airside

3.1 INTRODUZIONE

La zona airside di cui si occupa la tesi è quella del piazzale di sosta extra-Schengen. Come si può vedere in Fig. 3.1, l'area è attualmente occupata da stalli ben divisi per aerei di diversa dimensione sempre con destinazione extra-Schengen e da corpi di edifici distaccati da quello principale, il tutto collegato da una viabilità abbastanza ramificata.

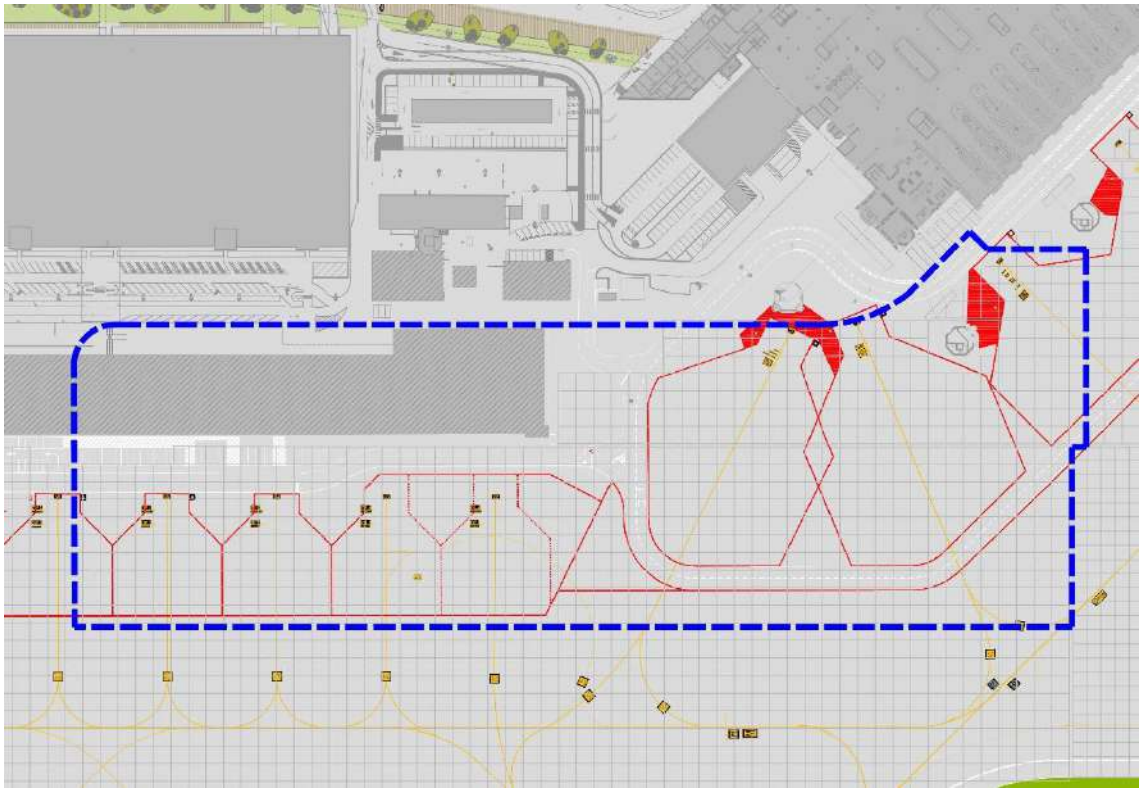


Fig. 3.1 Inquadramento zona del terminal extra-Schengen.

La pavimentazione è principalmente di tipo rigido, realizzata con lastre in calcestruzzo, anche se sul fronte del terminal la perimetrale scorre su quella flessibile in conglomerato bituminoso. I progetti previsti comporteranno la demolizione di tutti i volumi che affiancano il terminal sul suo lato corto (torrini compresi) e una ricostruzione totale delle pavimentazioni con lo scopo di collegare meglio tra loro le parti airside e landside e quindi distribuire i flussi dei passeggeri, dei bagagli e delle merci.

3.2 PREVISIONE SPETTRO DI TRAFFICO 2017-2021

Per realizzare il progetto di riqualifica bisogna prima di tutto identificare quale sarà il possibile spettro di traffico per il 2021, data in cui tutte le strutture entreranno a regime.
Le previsioni sui movimenti degli aerei e sui passeggeri sono state elaborate dagli studi "Feather Consulting" e "Steer Davis Gleave" nel 2006 e, più recentemente, sviluppate da Oneworks confrontandosi con SAVE sulla base di vari metodi, come quello della "progressione lineare", quello "econometrico" e quelli basati sugli studi di mercato giungendo ai risultati in Tabella 3.1.

CATEGORIA	FLOTTA TIPICA	TRAFFICO PAX (MILIONI)		PAX/AEREO		MOVIMENTI
		2014	2018	2014	2018	2018
United Kingdom	Code C	1,10	1,30	128	130	10.000
Wide body (Stati Uniti, Sud America, Middle Est)	Code D/E	0,70	1,30	235	225	5.778
Aeroflot, Turkish, El Al	Code C	0,50	0,65	118	120	5.417
Low cost carrier + other network carriers extra-schengen	Code C	0,30	0,50	112	115	4.348
Somma		2,60	3,75			25.542

Tabella 3.1 Previsione passeggeri/aereo e movimenti extra-Schengen per il 2018.

Da questi sono stati presi i dati di partenza che sono serviti per definire con maggiore precisione il traffico extra-Schengen, di cui non si conoscono i movimenti all'anno per ogni modello. Si è proceduto controllando sul sito dell'aeroporto la lista delle compagnie con destinazione fuori dall'area di libero transito che vi fanno scalo, così da poter ricercare la loro flotta e le loro tratte. Questi aerei sono stati raggruppati nelle categorie della tabella (Tabella 3.1) in base alla loro destinazione, alla struttura o alla compagnia di appartenenza:

- qualsiasi aeromobile con destinazione United Kingdom;[5]

[5] Che generalmente hanno tutti una dimensione ridotta.

– quelli con struttura "*wide body*"[6] che hanno come destinazione le Americhe e il Medio Oriente;
– aerei appartenenti alle compagnie Aeroflot, Turkish ed El Al;
– tutti quelli non presenti nelle precedenti categorie.

Per ognuna di esse sono stati individuati i modelli che la compongono, insieme alla loro percentuale sul totale, così da poterla applicare ai movimenti totali previsti per il 2018 della tabella precedente e ottenere quelli dei singoli aerei. A questo punto, conoscendo i movimenti totali all'anno di ogni modello, si può proiettare il traffico del 2018 nel 2021 secondo i tassi di crescita definiti inizialmente, ottenendo lo spettro di traffico cercato (Tabella 3.2).

Categoria	Modello	%	Movimenti totali 2018	Mov per aereo 2018	Mov per aereo 2019	Mov per aereo 2020	Mov per aereo 2021
					4,8	4,6	4,5
UK	A 320	50,0%	10.000	5.000	5.240	5.481	5.728
	B 737	50,0%		5.000	5.240	5.481	5.728
Wide body da Americhe e Middle Est	A 330	37,0%	5.778	2.132	2.234	2.337	2.442
	A 340	9,5%		561	588	615	643
	A 380	0,0%		0	0	0	730
	B 747	9,5%		561	588	615	643
	B 767	30,0%		1.683	1.764	1.845	1.928
	B 777	9,5%		561	588	615	643
	B 787	4,5%		280	294	307	321
Aeroflot, Turkish, El Al	A 320	66,0%	5.417	3.611	3.785	3.959	4.137
	B 737	33,0%		1.806	1.892	1.979	2.068
Low Cost, + from world with narrow body	A 310	3,0%	4.348	152	159	166	174
	A 320	41,0%		1.770	1.854	1.940	2.027
	B 717	12,0%		506	530	554	579
	B 737	29,0%		1.264	1.325	1.386	1.448
	B 757	15,0%		657	689	720	753

Tabella 3.2 Classificazione del traffico extra-Schengen e designazione spettro di traffico per il 2021. Su sfondo beige i tassi di crescita.

Raggruppando gli aerei per modello si possono confrontare più velocemente i movimenti del 2015 con quelli del 2021.(Tabella 3.3).

[6] Classificazione degli aerei a fusoliera larga, dove possono trovare alloggio 3 file di sedute. Invece i "*narrow body*" sono a fusoliera stretta con solo due file.

Modello	Codice ICAO	Mov. 2015	Mov. 2021
AIRBUS			
A 310	D	125	174
A 320	D	8.546	11.892
A 330	E	1.755	2.442
A 340	E	462	643
A 380	F	0	730
BOEING			
B 717	C	416	579
B 737	C	9.495	9.244
B 747	E	462	643
B 757	D	541	753
B 767	D	1.386	1.928
B 777	E/F	462	643
B 787	E	231	321
Totale movimenti		23.880	29.990
Incremento totale			20,4%

Tabella 3.3 Confronto per modello del traffico extra-Schengen tra il 2015 e il 2021.

Conoscendo i modelli, si conoscono anche le loro caratteristiche come le dimensioni e il peso che, insieme alla frequenza dei passaggi, saranno indispensabili per un dimensionamento della pavimentazione. Ora è possibile iniziare a progettare tutti gli interventi: in primo luogo si stabilirà la geometria del piazzale e la sua altimetria, mentre in un secondo momento verranno definite le tipologie di pavimentazione in base ai carichi e alle funzioni che dovranno svolgere. Infine si valuteranno le distanze di sicurezza tra gli oggetti e i velivoli dell'airside, per capire se e come avverrà la loro circolazione, e conseguentemente verrà definita la segnaletica orizzontale.

3.3 GEOMETRIA DEL PIAZZALE

A partire dagli ingombri degli aerei che circoleranno sul piazzale, dalle esigenze delle manovre che mezzi ausiliari[7] dovranno compiere e dalla posizione del nuovo terminal si

[7] Mezzi per le pulizie, il rifornimento, il trasporto dei bagagli, ecc.

può creare una prima divisione degli spazi. A partire dai gates extra-Schengen e spostandosi verso le piste verranno realizzate:

- una strada a doppia corsia e doppio senso per gli autoveicoli;
- la zona degli stalli per gli aeromobili;
- una seconda strada sul retro degli stand con le stesse caratteristiche della prima a cui si ricollega, circondando tutta l'area di sosta degli aerei.

Oltre quest'ultima si sviluppa l'altra parte del piazzale, non oggetto di tesi, su cui è presente la taxiway che conduce alla zona di aviazione generale e alle piste (Fig. 3.2).

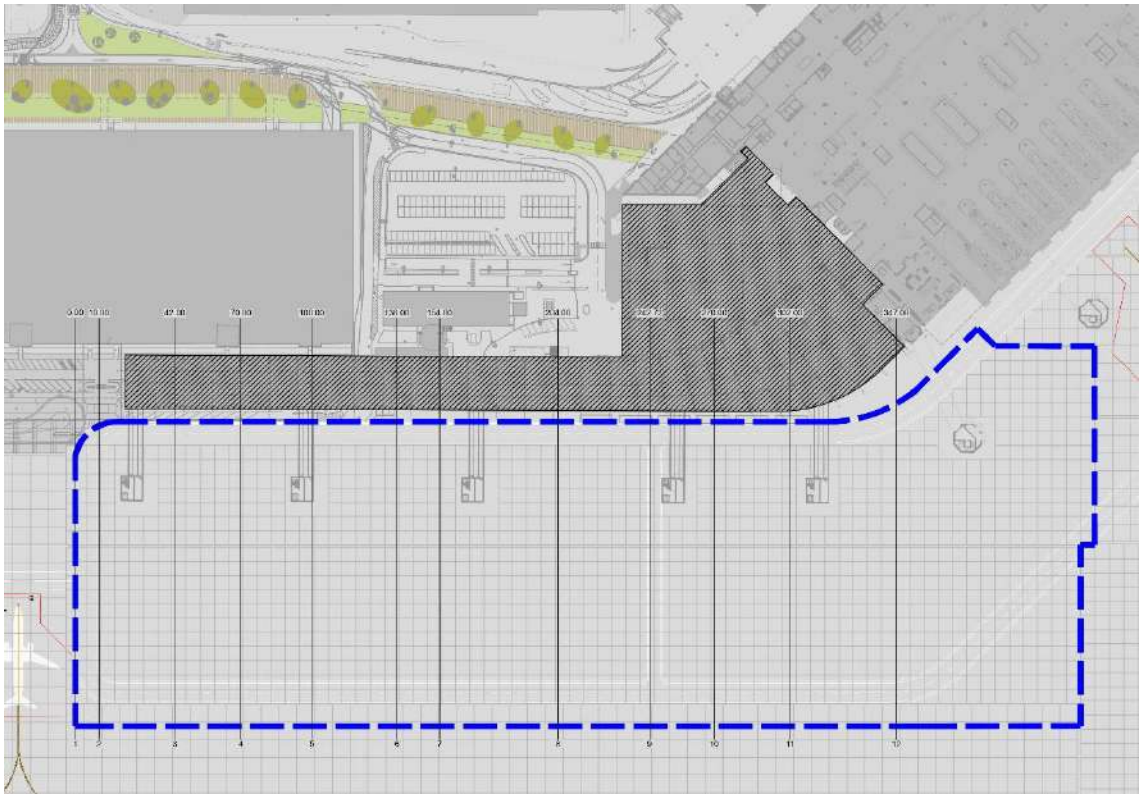


Fig. 3.2 Area d'intervento sul piazzale (in blu) e posizionamento di massima del nuovo terminal e dei torrini di imbarco (grigio tratteggiato).

Una delle problematiche riscontrate in questa fase riguarda la pendenza del terreno che scende verso il terminal, situazione sconsigliata dalle normative perché nel caso ci fosse una perdita di carburante o altri liquidi inquinanti si rischierebbe di allagare l'edificio. Tuttavia la conformazione altimetrica del terreno non permette delle variazioni se non in seguito a dei reinterri che coprirebbero un'area molto vasta, con enormi spese e la chiusura di almeno una parte dell'aeroporto. Dunque è meglio sopraelevare l'area del terminal di quel tanto che basti per evitare questa situazione, ragionamento già seguito per gli edifici

realizzati in passato. Si cerca di mantenere il terminal ad una quota di +2,12 m s.l.m, cioè in media a circa 50 cm sopra il livello del piazzale e ad una distanza da questo tale da ottenere una pendenza che permetta ai disabili l'accesso al piazzale e allo stesso tempo non intralci le operazioni degli addetti. Sulla base di tali linee guida e considerando che la pendenza massima degli stand non deve superare l'1% in ogni direzione[8] si progetta il piazzale. La Fig. 3.3 riporta i valori più frequenti che ricorrono nelle sezioni altimetriche realizzate; la perimetrale a due corsie occupa in totale una larghezza di 10 m, lo stende si sviluppo per una lunghezza di 100 m.

Durante il progetto vengono ridisegnati anche i sistemi di drenaggio e di smaltimento delle acque. A metà della lunghezza dell'esistente viene posta una caditoia di larghezza di circa 1 m in modo da interrompere il deflusso d'acqua e non sovraccaricare il collettore che si trova subito prima della strada, anche questo con le stesse dimensioni del primo.

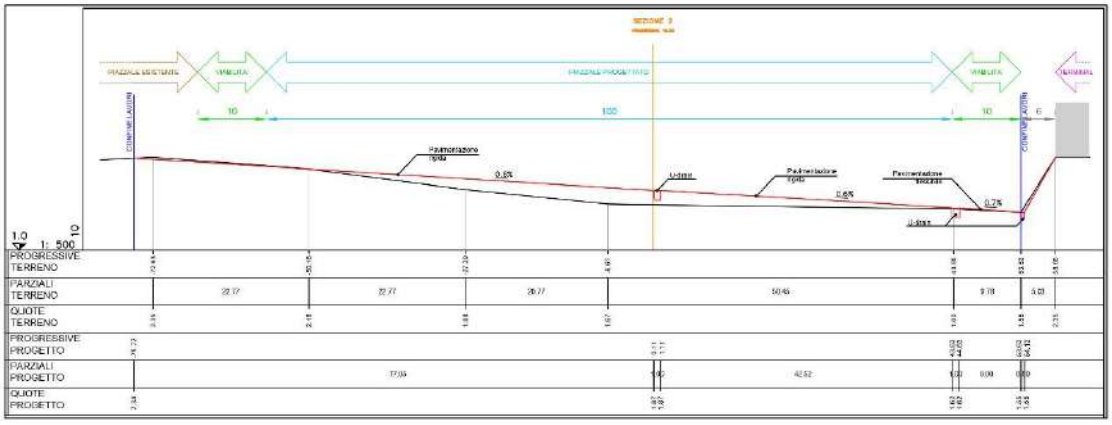


Fig. 3.3 Andamento del terreno e pendenze dello stato di fatto (grigio) e dello stato di progetto (rosso).

Infine ne viene posto un altro tra la viabilità e il terminal ma con dimensioni dimezzate, così da scongiurare definitivamente il pericolo di allagamento dell'edificio. In Fig. 3.4 si può vedere il dettaglio del collettore più piccolo.

[8] (Certification Specification and Guidance Material for Aerodrome Design, 2015)

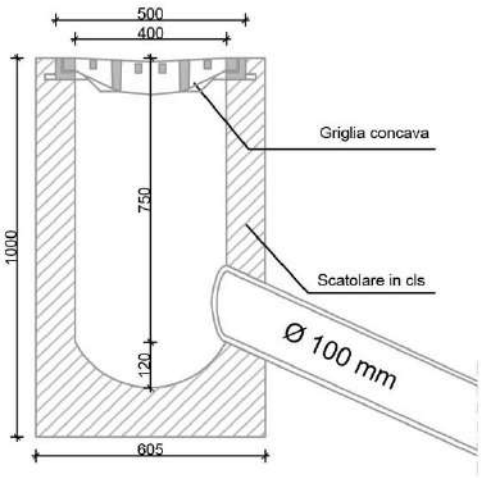


Fig. 3.4 Caditoia "piccola" da 50 cm.

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda alle Tavole 6 allegate.
Stabilita la geometria degli stand sia in pianta che in sezione non resta che decidere come trattare le superfici.

3.4 PAVIMENTAZIONI

Le pavimentazioni aeroportuali sono strutture che devono assicurare le condizioni di agibilità al traffico aereo, avente caratteristiche totalmente diverse da quello di tipo stradale. I loro principali requisiti sono la capacità di sopportare i carichi e distribuirli in maniera omogenea, l'alta aderenza superficiale che riescono a garantire nelle varie condizioni ambientali, la regolarità del piano di scorrimento nonché un'elevata durabilità che riduca al minimo gli interventi di manutenzione. Si dividono in due categorie: le pavimentazioni rigide e quelle flessibili (Fig. 3.5).

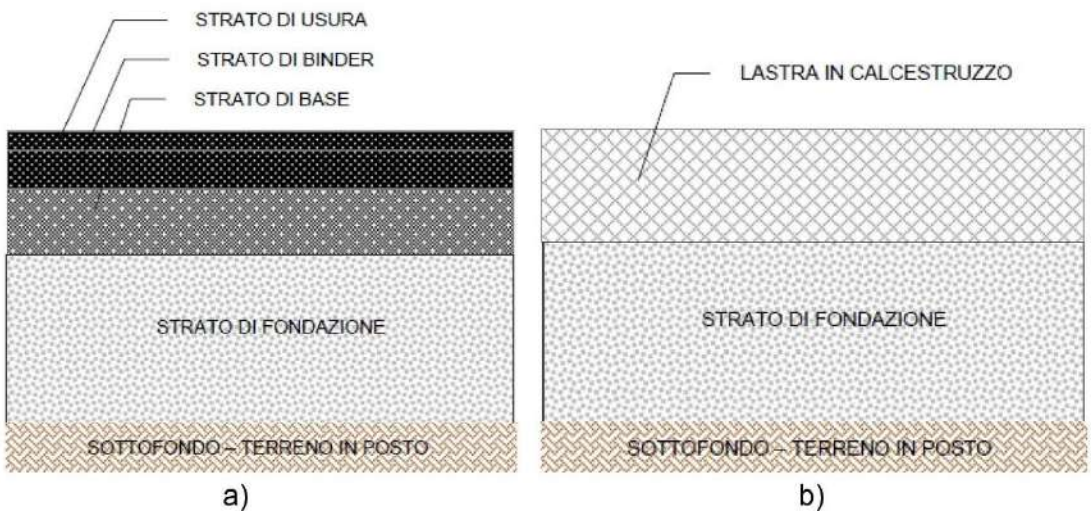


Fig. 3.5 Schema dei pacchetti che compongono le pavimentazioni flessibili a) e rigide b).

Le prime sono costituite da lastre in calcestruzzo, armato o non, che appoggia su uno strato di base in misto cementato sotto il quale si trova lo strato di fondazione in stabilizzato granulometrico. Questa categoria di pavimentazione ha una vita utile molto lunga e richiede poca manutenzione, ha una superficie molto regolare, poco sensibile alle variazioni termiche generate dai motori dei veicoli e resiste bene all'aggressione di agenti chimici, soprattutto a quelli a base di petrolio. Per contro ha un notevole costo iniziale e i pochi interventi di manutenzione sono difficoltosi e costringono la chiusura al traffico per molti giorni[9]. Inoltre ha una scarsa resistenza ai cedimenti differenziali, per questo di solito viene inserito uno strato di misto cementato tra la fondazione e la lastra al fine di ridurli. Infine le lastre devono essere collegate tra loro con dei giunti per evitare che si muovano indipendentemente una dall'altra e che si creino tensioni o fratture a causa delle variazioni termiche ambientali.

Dall'altra parte ci sono le pavimentazioni flessibili costituite da vari strati legati con bitume (lo strato di "usura", di "binder" e di "base") sovrapposti a una fondazione in stabilizzato granulometrico. Rispetto a quelle rigide hanno un costo molto più basso e la loro costruzione, come gli interventi di riparazione, consente una riapertura alla circolazione del traffico dopo poche ore. Inoltre riescono a tollerare cedimenti differenziali fino a qualche millimetro e non necessitano di giunti. Il loro svantaggio principale è quello di avere una vita utile limitata e di avere la tendenza all'*ormaiamento* (degrado a fatica), di conseguenza sarà necessaria una manutenzione frequente. Il

[9] Si considera che il calcestruzzo maturi e generi il massimo delle sue caratteristiche dopo 28 giorni.

conglomerato bituminoso risente molto anche delle variazioni termiche causate dalle turbine degli aerei e delle aggressioni degli agenti chimici e dei prodotti a base di petrolio. Per tutti questi motivi solitamente si realizzano le piste di decollo con pavimentazioni flessibili, lasciando tutto il resto (vie di rullaggio e piazzali) a quelle rigide. Infatti durante le manovre di decollo d atterraggio parte del peso degli aerei è supportato dalla "portanza alare" che si sviluppa quando questi hanno una certa velocità, la quale permette anche un tempo di esposizione molto breve della pavimentazione ai *jet blast* che raggiungono temperature fino a 600°-800°[10]. Invece l'uso delle pavimentazioni rigide nei piazzali e nelle vie di rullaggio permettono di sopportare meglio i carichi del traffico, molto più grandi, e consentono le operazioni di rifornimento senza particolari precauzioni, fasi in cui potrebbe cadere del carburante per terra e rovinare la superficie bituminosa. Infine bisogna considerare che i giunti tra le lastre in calcestruzzo costituiscono dei punti deboli della struttura e sono spesso soggetti a manutenzione, quindi realizzare la partecipazione di una Runway con queste tecnologie sarebbe pericoloso. Infine esiste anche la possibilità di usare una pavimentazione semirigida nel caso di adeguamenti, quando una struttura flessibile come una strada deve diventare parte integrante di un piazzale.

3.4.1 Pacchetti delle pavimentazioni del piazzale extra-Schengen

Per il piazzale extra-Schengen dell'aeroporto Marco Polo si utilizza una pavimentazione rigida costituita da lastre 6x6 m di calcestruzzo. È stata scelta questa geometria perché riprende quella delle lastre utilizzate per l'ampliamento del piazzale a Nord-Ovest e perché riesce a coprire bene tutta l'area di intervento. Si procederà alla loro realizzazione creando file di larghezza 6 m in modo perpendicolare al terminal e interrompendosi solo in prossimità della caditoia a metà piazzale e dei torrini d'imbarco per far posto alle fondazioni (Fig. 3.6).

Queste file vengono tagliate trasversalmente al senso di costruzione per creare dei giunti di contrazione (si veda §3.4.2).

[10] Per questo motivo le testate delle piste sono generalmente realizzate in calcestruzzo.

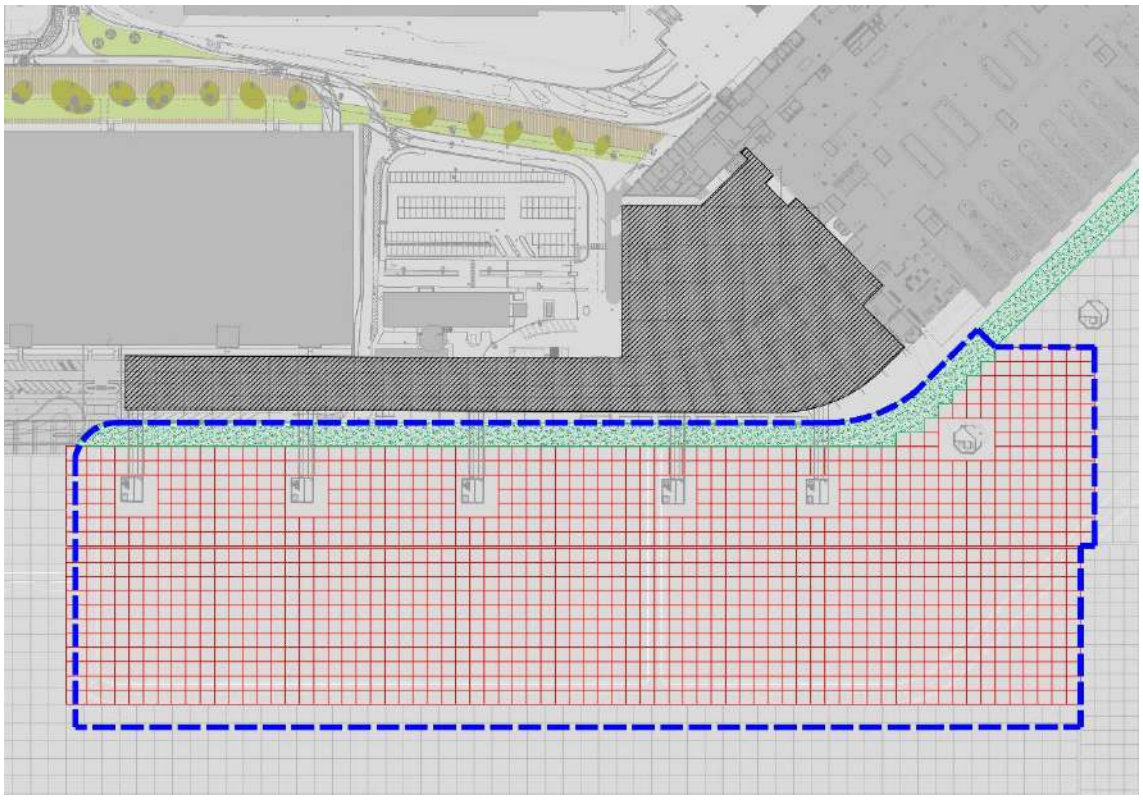


Fig. 3.6 Suddivisione del piazzale con lastre in cls 6x6m (rosso). In verde vi è invece l'area realizzata con una pavimenazione flessibile.

Per il progetto delle pavimentazioni si utilizza il programma FAARFIELD v.1.305 rilasciato dalla FAA[11] che permette di definire gli spessori dei vari materiali in base allo spettro di traffico. Come prima cosa quindi si sono impostati tutti i parametri del programma a iniziare dalle tipologie delle sezioni (Fig. 3.7 e Fig. 3.8).

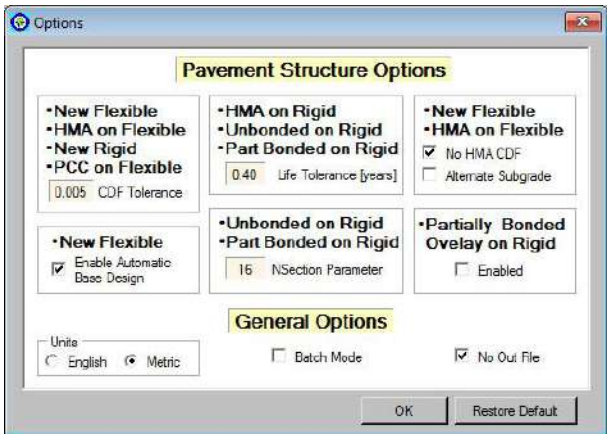


Fig. 3.7 Settaggio delle opzioni di FAARFIELD

[11] Federal Aviation Administration, agenzia del Dipartimento dei Trasporti statunitense che regola l'aviazione civile.

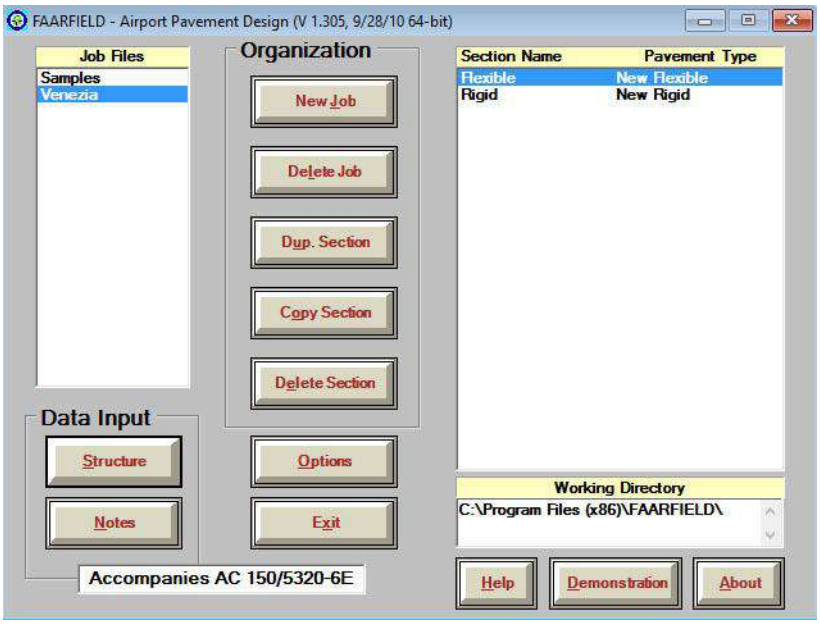


Fig. 3.8 Definizione del file "Venezia" con le rispettive pavimentazioni.

Entrando nella cartella di quella rigida e cliccando sul bottone "Airplane" si accede a una lista molto ampia di modelli di aerei, dalla quale si possono scegliere quelli dello spettro e inserirvi i relativi movimenti annuali (Fig. 3.9).

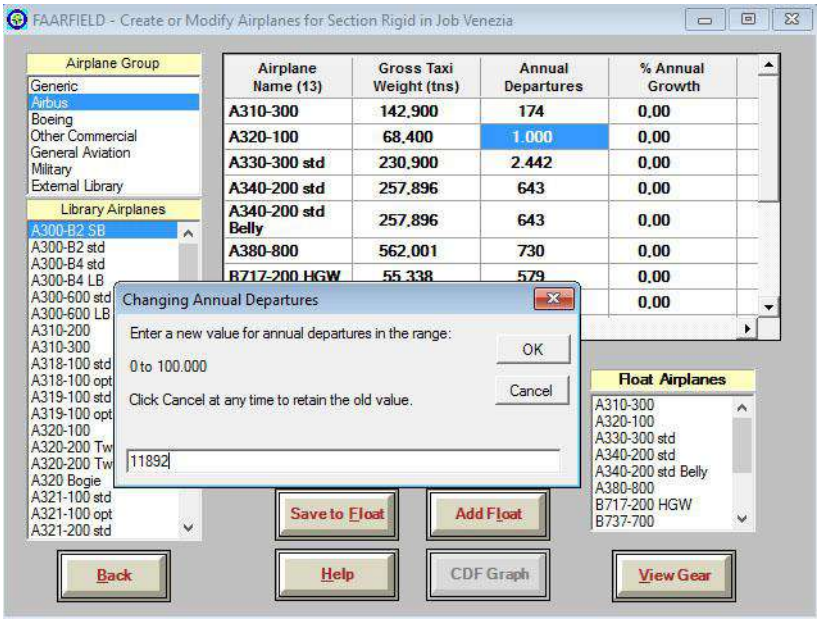


Fig. 3.9 Composizione dello spettro di traffico inserendo la flotta e i relativi movimenti all'anno dei modelli.

Salvando tutto come flotta, si può tornare indietro e definire la vita utile della pavimentazione, in questo caso 20 anni, la quantità di strati (layer) e i materiali con cui sono composti (Fig. 3.10 e Fig. 3.11).

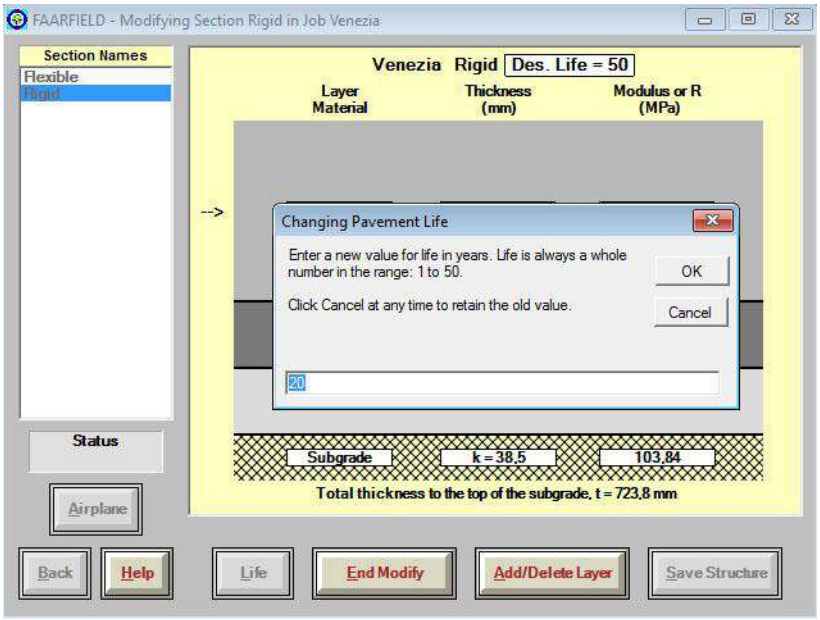


Fig. 3.10 Impostazione della vita utile del progetto.

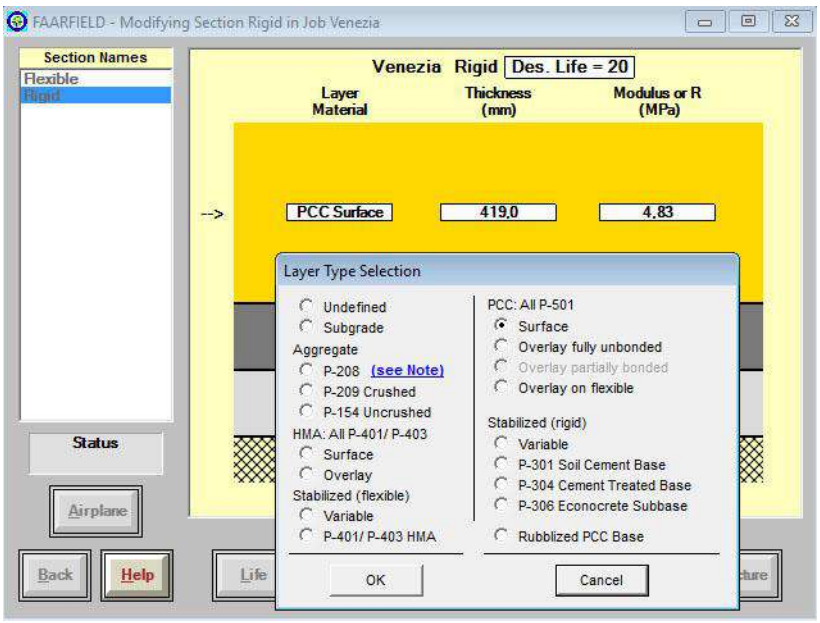


Fig. 3.11 Scelta del materiale per i vari layer (in questo caso per lo strato di usura).

Basandosi sui risultati delle prove geotecniche fornite da Oneworks si stabilisce il modulo del sottofondo K=38,5 MN/m^3 con una resistenza di circa 104 MPa e a partire da questo si inseriscono gli altri materiali:

- P-209 Crushed Aggregate, strato di fondazione in stabilizzato granulometrico costituito da materiale frantumato e non combinato con aggregati come la sabbia[12], con modulo di resistenza di 245 MPa;
- P-309 Econocrete, strato di base in stabilizzato cementizio composto da aggregati e cemento miscelati insieme ad additivi chimici[13], ha un modulo di 4.830 MPa;
- Portland Cement Concrete, stato di usura che costituisce le lastre. Ha una resistenza a flessione di 4,83 MPa.

Avviando la progettazione vengono definiti gli spessori in Fig. 3.12 che poi sono stati arrotondati in quelli in Fig. 3.13.

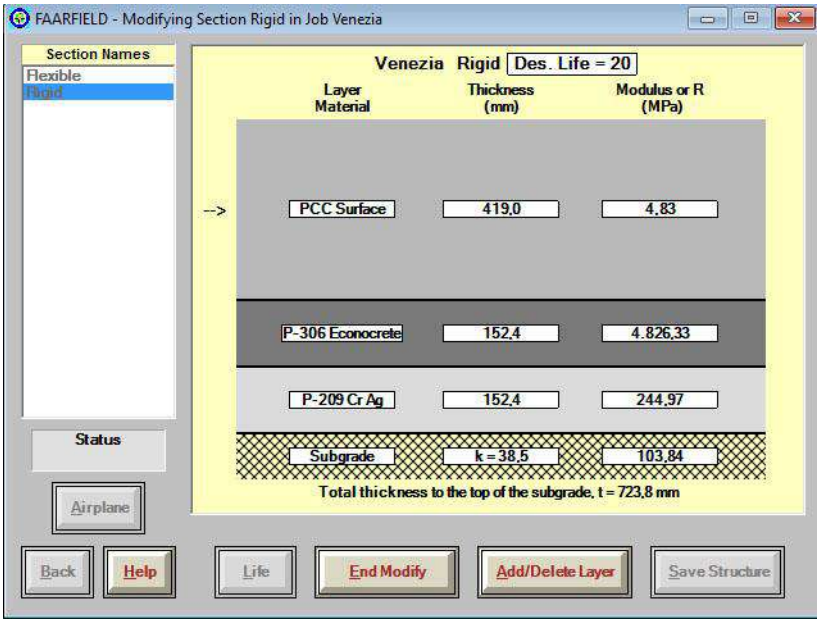


Fig. 3.12 Risultato della progettazione tramite software.

[12] (Michigan Department of Transportation, s.d.)
[13] (Los Angeles World Airports, s.d.)

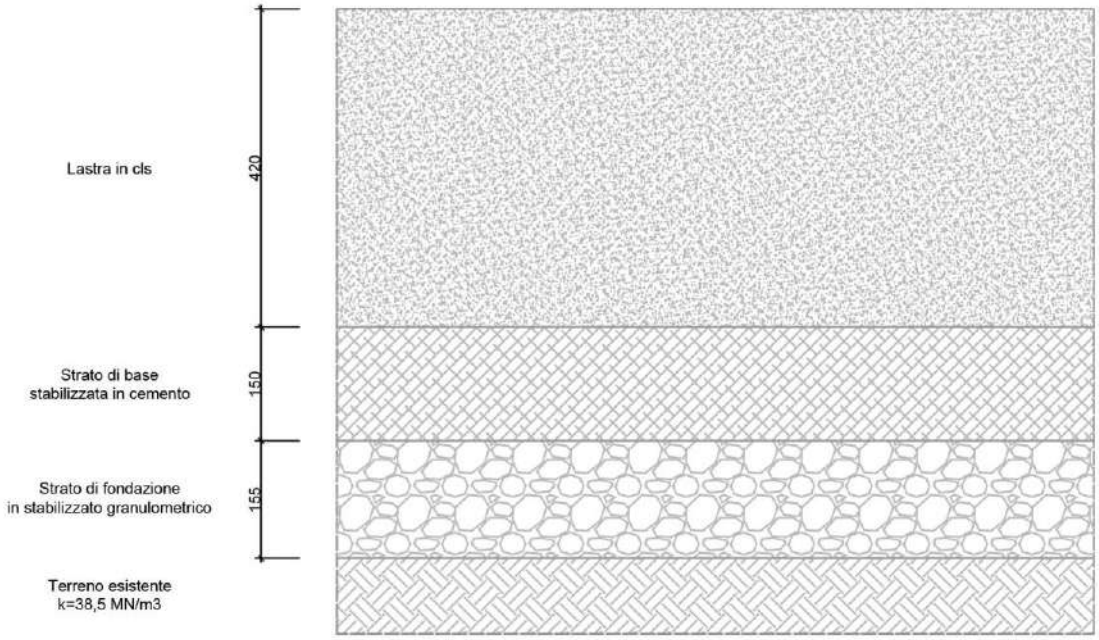


Fig. 3.13 Pacchetto della pavimentazione rigida di progetto.

La parte di collegamento tra gli stand e il terminal in cui si sviluppa la viabilità è invece realizzata con una pavimentazione flessibile dimensionata, a favore di sicurezza, secondo lo spettro del traffico aereo. Anche in questo caso si settano tutti i parametri sul software FAARFIELD per ciò che riguarda la flotta, gli strati e i materiali, per poi avviare la simulazione. Il programma utilizzato è di origine statunitense e non sempre è possibile trovare una corrispondenza tra i materiali nelle sue librerie e quelli utilizzati in Italia, così come cambiano gli strati in base alle metodologie applicate in ogni paese. Per esempio negli USA si è soliti realizzare uno strato di usura molto spesso che ne aumenta la sua vita utile, ma richiede più investimenti nel momento in cui debba essere sostituito, mentre in Italia questo è diviso in due parti, così da ridurre i costi di manutenzione che però devono essere effettuati con più frequenza. Per questo motivo lo strato di usura fornito dal software verrà poi ridiviso.

Considerando che il sottofondo abbia un CBR[14]=10, i vari layer a partire da questo sono:

- P-209 Crushed Aggregate, strato di fondazione in stabilizzato granulometrico già descritto, con modulo di resistenza di 245 MPa;

[14] California Bearing Ratio, è il rapporto tra la resistenza del suolo considerato rispetto a uno standard.

- P-401, una miscela di aggregati legati tra loro con bitume che possono essere compattati insieme creando un composto a masse chiuse[15] con un modulo di resistenza di 2.760 MPa;
- P-401 Hot Mix Asphalt, come sopra ma realizzato innalzando le temperature. Il modulo di resistenza pari a 1.380 MPa;

ottenendo gli strati in Fig. 3.14.

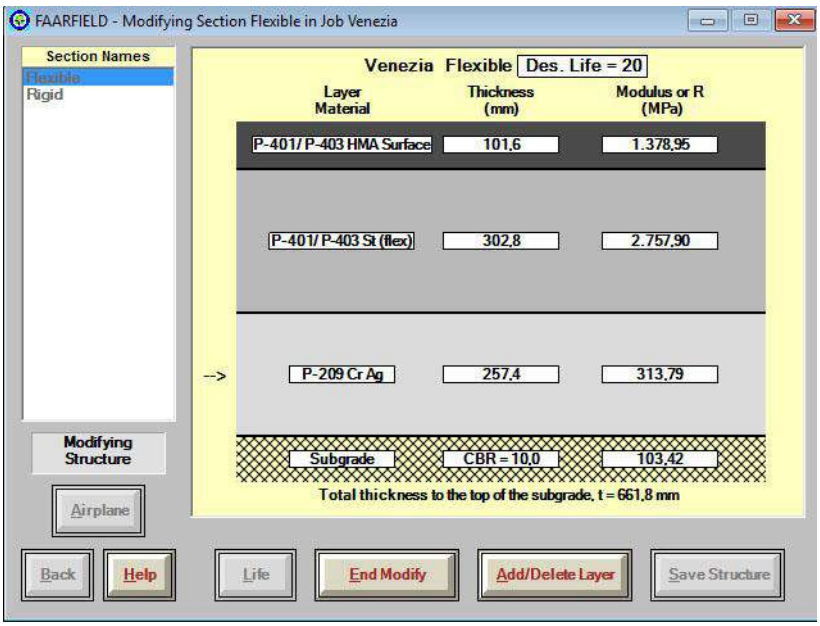


Fig. 3.14 Risultato della progettazione tramite software.

Come prima, si arrotondano i vari strati e si divide l'ultimo layer in (partendo dal basso, Fig. 3.15):

- Binder, che funge da collegamento tra i layer di usura e di base, è realizzato in conglomerato bituminoso a masse aperte, il suo modulo di resistenza è di 1000 MPa;
- P-401 HMA, strato di usura superficiale che garantisce la sicurezza e comfort, modulo di resistenza 1500 MPa.

[15] I conglomerati bituminosi si differenziano in "a masse aperte" e "chiuse" in base alla quantità di bitume e alla porosità. Il primo viene comunemente chiamato asfalto drenante. (Università degli Studi di Pavia, s.d.)

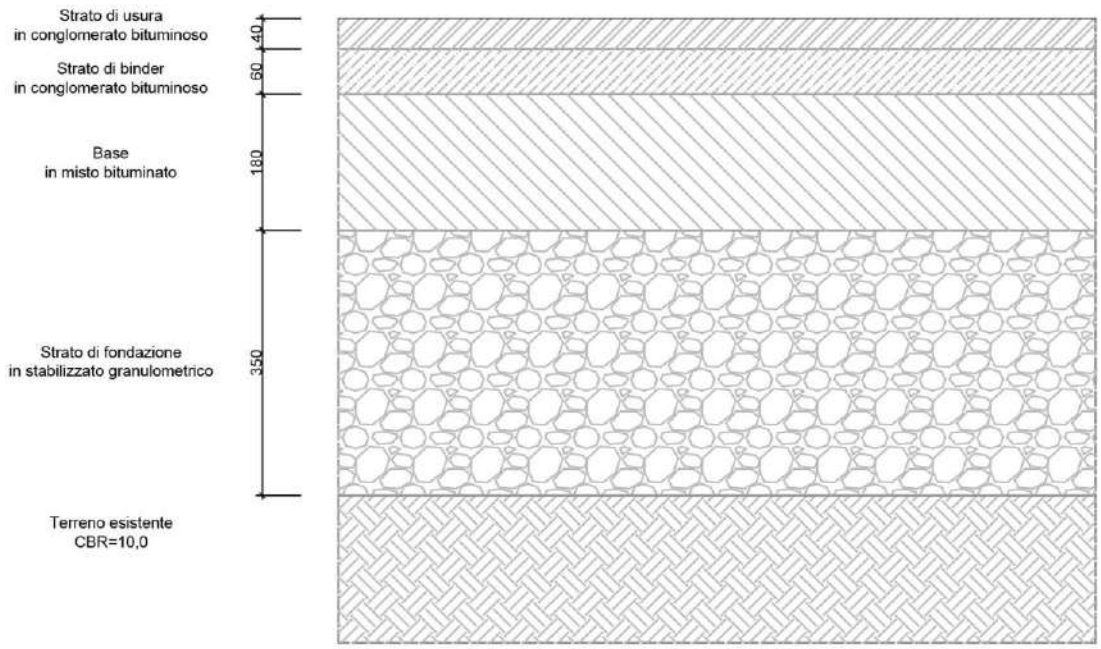


Fig. 3.15 Pacchetto della pavimentazione rigida di progetto.

3.4.2 Giunti della pavimentazione rigida

I giunti delle pavimentazioni rigide vengono effettuati tra le lastre al fine di distribuire meglio i carichi, evitare dei tensionamenti interni e ridurre al minimo la penetrazione dell'acqua del sottofondo così da scongiurare l'effetto "*pumping*". Esso consiste in una sorta di pompaggio naturale con il risucchio dell'acqua e delle particelle più fini dal sottosuolo verso la superficie della pavimentazione, provocando dei locali svuotamenti e la susseguente rottura della lastra per flessione. D'altra parte però i giunti rappresentano un punto critico della struttura, difficile da costruire e oneroso da mantenere, diminuiscono il comfort durante il transito dei mezzi. Possono essere classificati in base alla direzione di realizzazione della pavimentazione in giunti longitudinali e trasversali o per la funzione che svolgono in collegamenti di:

- dilatazione: permettono gli allungamenti per una variazione di temperatura in aumento rispetto a quella al momento di realizzazione della sovrastruttura;
- contrazione: consentono gli accorciamenti per una variazione di temperatura in diminuzione e per il ritiro durante la fase di presa e indurimento del calcestruzzo;
- costruzione: collegano le riprese di getta tra due diverse porzioni di pavimentazione.

I giunti di contrazione devono essere più frequenti di quelli di dilatazione a causa della diversa resistenza del cls a trazione ed a compressione.

Considerando la direzione principale di costruzione delle lastre quella perpendicolare al terminal, si realizzano dei giunti di dilatazione e costruzione ogni 6 m in tale senso, mentre verranno posti dei giunti di contrazione a una distanza di 6 m l'uno dall'altro seguendo un'orditura parallela al nuovo edificio. Per tutto il perimetro dell'area di intervento e dove la pavimentazione rigida incontra quella flessibile sono realizzati dei giunti di costruzione particolari (Fig. 3.16).

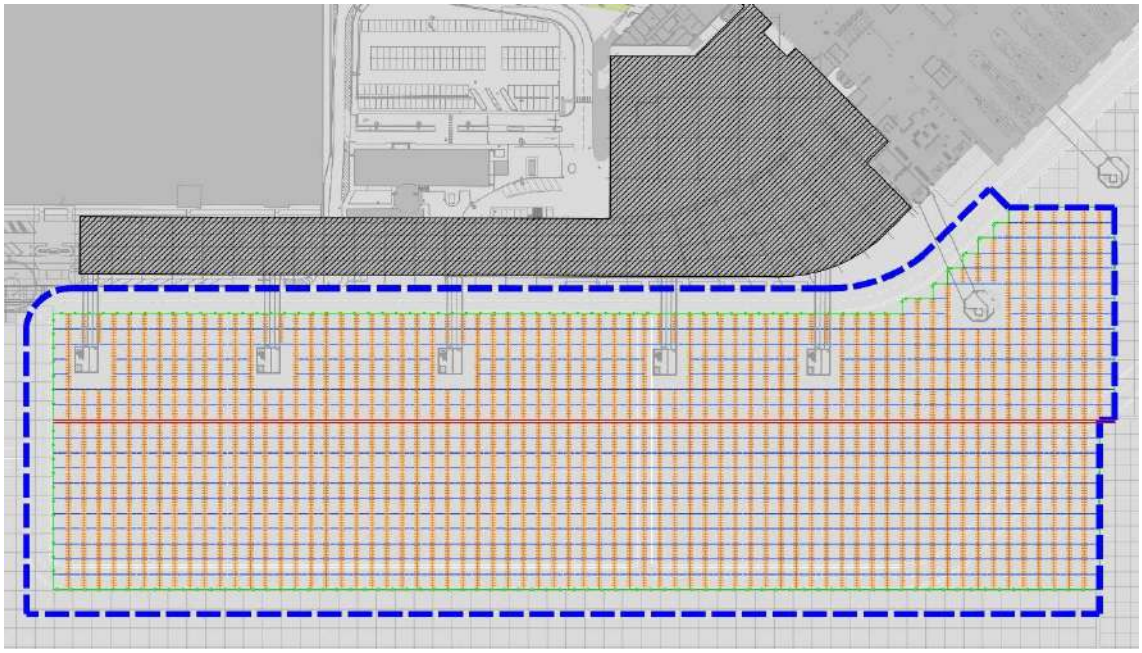


Fig. 3.16 Posizionamento dei giunti

Giunti di dilatazione e di costruzione sono realizzati sul bordo della gettata in cls mano a mano che vengono stese le lastre (Fig. 3.17).

Fig. 3.17 Gettata di cls lungo il suo asse principale con inserimento delle barre.

Nella prima fila si costruisce a metà spessore un foro φ 35 mm la cui estremità verso l'interno della lastra è occupato da un materiale espandibile, al cui interno viene collocata per metà della sua lunghezza una barra ad aderenza migliorata in acciaio φ 32 mm per 500 mm. Questo barra funge da collegamento con la seconda fila di lastre che viene realizzata a fianco della prima ma ad una distanza di 20 mm, così da consentire la dilatazione del calcestruzzo. Questo vuoto viene occupato con materiale di riempimento per evitare che l'acqua e altri agenti esterni penetrino al suo interno (Fig. 3.18).

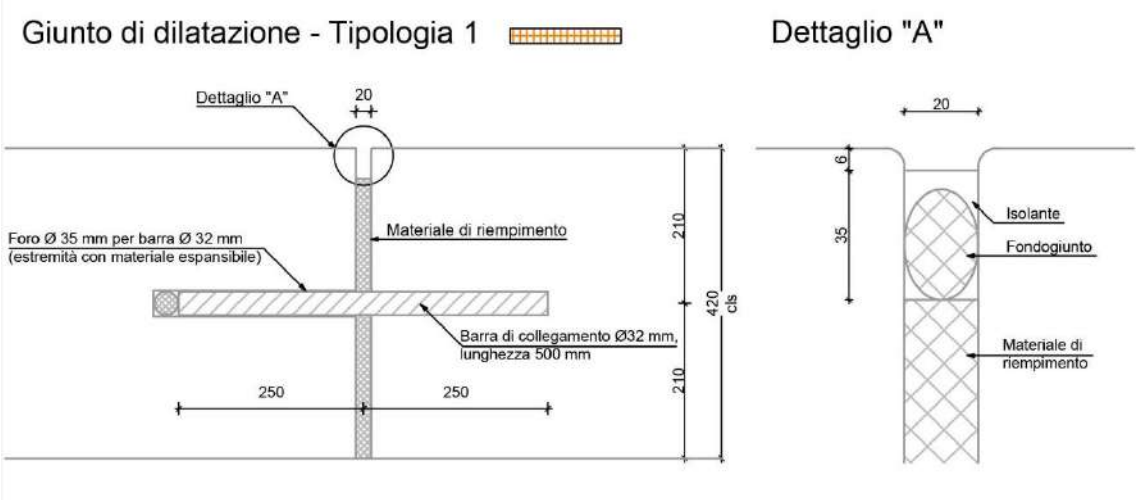


Fig. 3.18 Giunto di dilatazione e costruzione con dettaglio.

I giunti di contrazione sono invece realizzati subito dopo la presa del calcestruzzo[16] incidendo la lastra con un disco metallico spesso circa 5 mm per una profondità di circa un quarto dello spessore totale. La parte più superficiale del taglio ha uno spessore di 15 mm così da poterlo sigillare meglio con isolanti appositi (Fig. 3.19).

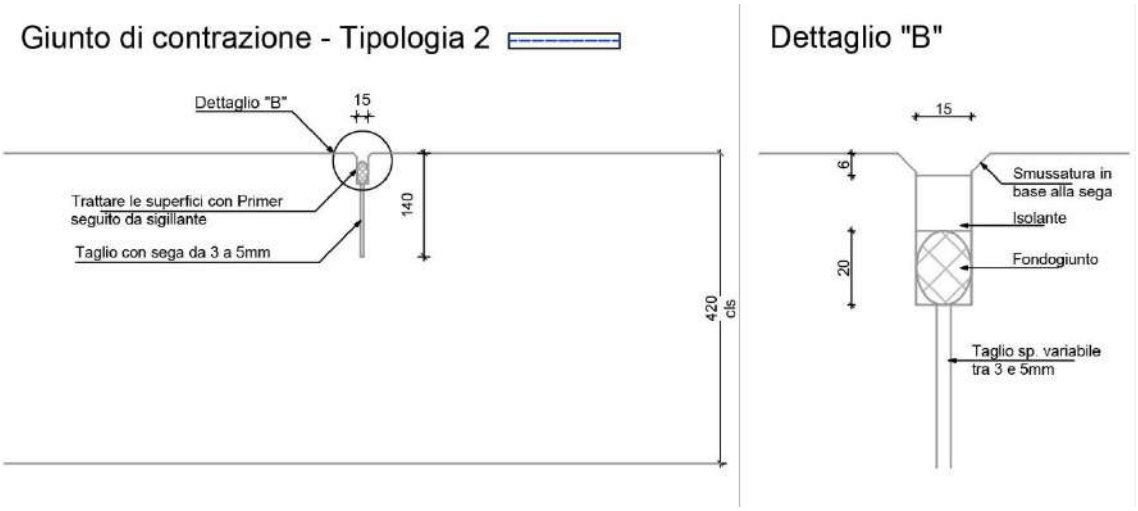


Fig. 3.19 Giunto di contrazione con dettaglio.

In questo modo si crea una sezione indebolita che si romperà prima delle altre (con area resistente maggiore) preferendo localizzare in punti ben precisi le fratture, mentre l'irregolarità superficiale del piano di frattura genera un attrito sufficiente da consentire alle lastre il movimento sincronizzato.

[16] Entro 48 ore dal getto.

Infine tra la pavimentazione rigida e quella flessibile o tra due pavimentazioni rigide costruite in momenti diversi si lascia uno spazio di 20 mm, permettendo alle due sovrastrutture di comportarsi indipendentemente, senza creare dei tensionamenti l'una nell'altra. Anche in questo caso i vuoti vengono riempiti con del materiale isolante e chiusi in sommità con dei sigillanti (Fig. 3.20).

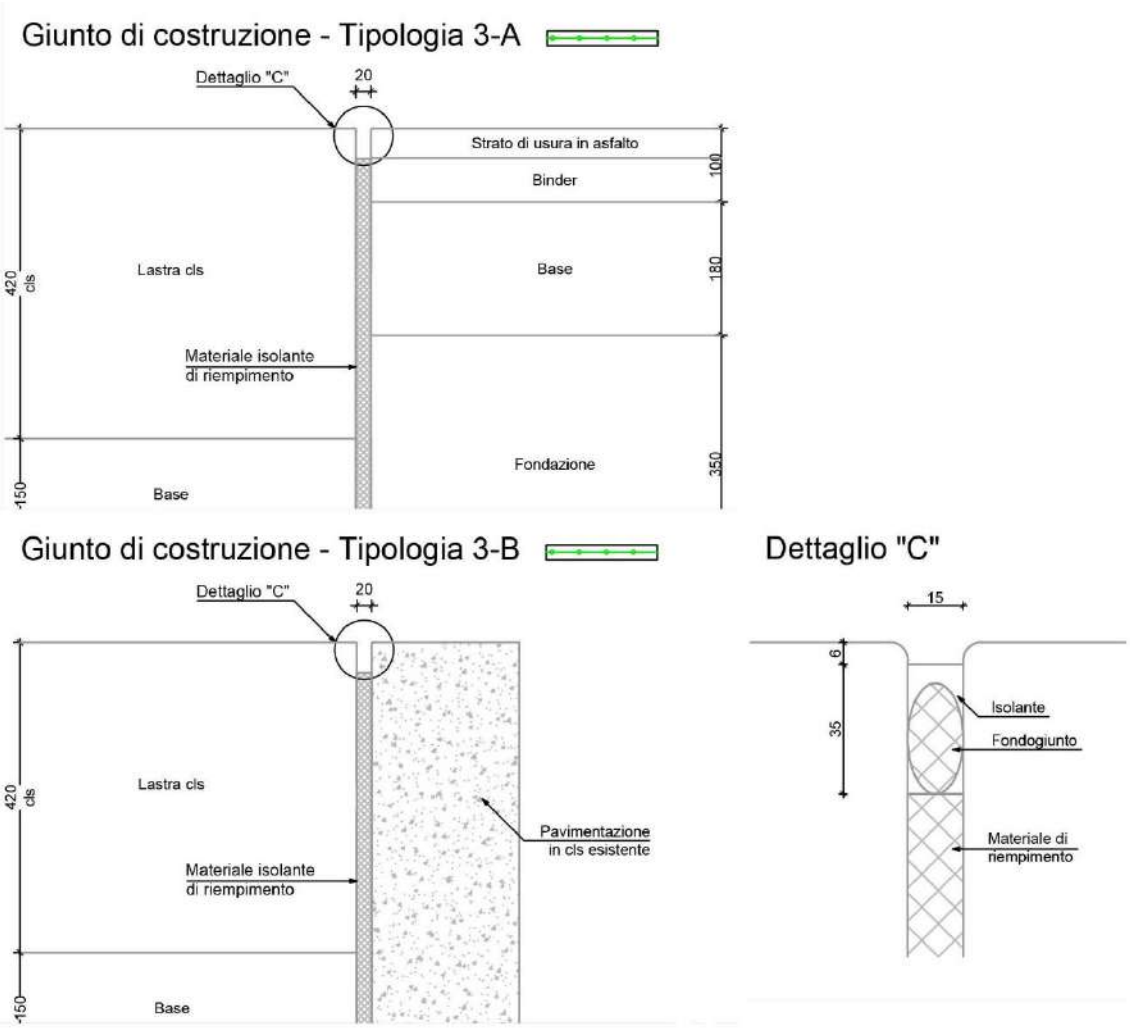


Fig. 3.20 Giunto di costruzione con la pavimentazione rigida esistente (3-A) e quella flessibile (3-B). Dettaglio "C" per la chiusura sommitale.

3.5 OPERATIVITÀ AEROMOBILI E OBSTACLE FREE-ZONE

Una volta definita la geometria del piazzale e le pavimentazioni che lo compongono bisogna stabilire come verrà occupato dagli aeromobili, basandosi sulla normativa internazionale che stabilisce le distanze limite tra i vari elementi che costituiscono l'aeroporto. Lo studio viene condotto sui due casi in cui viene utilizzata la pista principale o quella secondaria, il tutto riferito alle due sezioni in Fig. 3.21.

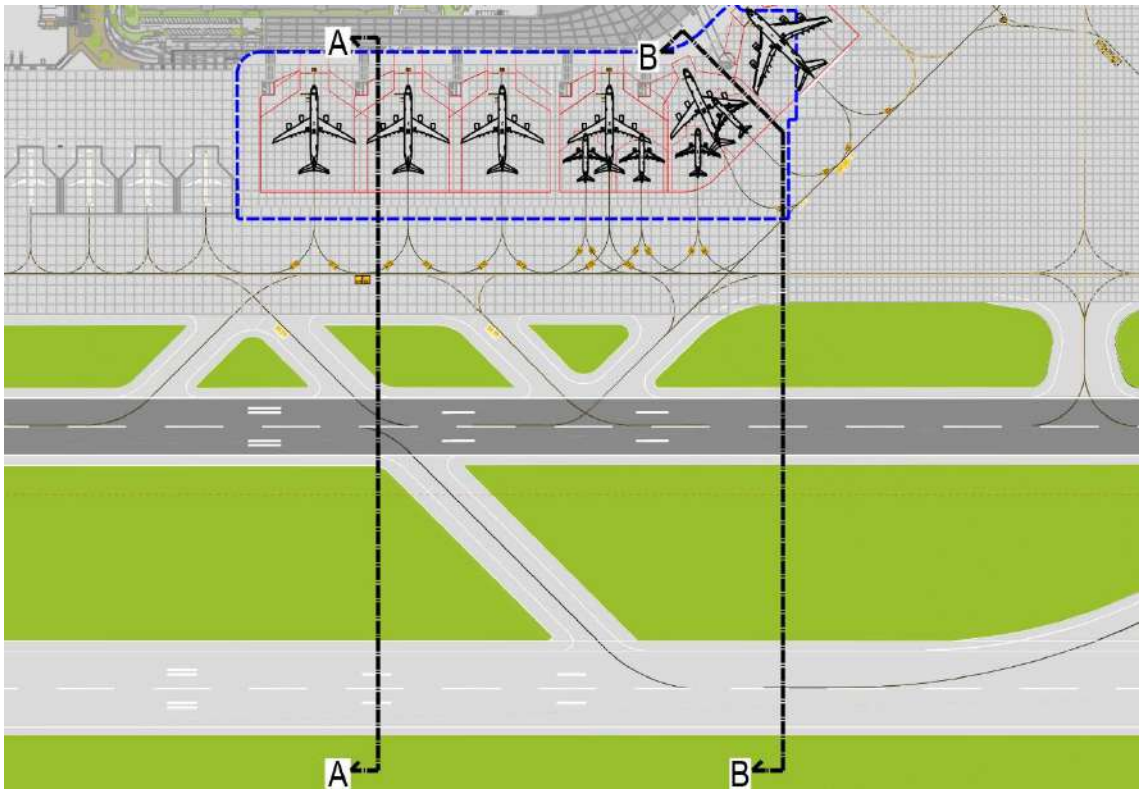


Fig. 3.21 Pianta della porzione dell'aeroporto di fronte al terminal extra-Schengen con indicate le sezioni di riferimento.

3.5.1 Pista principale in uso, sezione A-A

Per avere un punto di riferimento iniziale si dispongono gli aeromobili sul piazzale cosicché siano ad una distanza adeguata dai torrini per permettere le operazioni di imbarco dei passeggeri[17], ma sempre ad almeno 7,5 m da qualsiasi ostacolo. Ora si

[17] Questo processo è stato svolto in base al lavoro dell'azienda produttrice dei pontili mobili.

iniziano a valutare le dimensioni e le distanze dei vari oggetti affinché risultino maggiori dei minimi richiesti dalla normativa[18].

Considerando la pista principale occupata da un aeromobile di codice 4F la larghezza minima della sua striscia pavimentata deve essere di 60 m, alla quale si aggiungono 7,5 m per lato per le "*shoulders*" arrivando ad un totale di 75 m. Queste sono due strisce che corrono per tutta la lunghezza della runway, solitamente realizzate con il suo stesso materiale, e servono per evitare che i motori alzino della polvere durante le fasi di decollo e atterraggio, polvere che potrebbe finire sulla pista diminuendo la sua aderenza. Tutto attorno alla pista deve essere presente un'area libera denominata "*Runway Strip*" che ha lo scopo di ridurre i danni nel caso che un velivolo dovesse sviare dalla sua normale traiettoria. Per un codice 4F questa striscia di sicurezza deve svilupparsi per una larghezza di 150 m per ogni lato della pista. Nella Tabella 3.4 che segue si può osservare il confronto tra le distanze minime dalla normativa e quelle dello stato di progetto.

Elemento	Pista principale Codice 4F	
	Minimo da normativa	Stato di progetto
Pista di volo (Runway)	60 m	60 m
Runway shoulders (in totale)	75 m	75 m
Runway strip (per lato)	150 m	150 m

Tabella 3.4 Confronto tra le dimensioni minime richieste dalla normativa per la runway di codice F e lo stato di fatto.

Un discorso analogo può essere effettuato per le vie di rullaggio, dette "*Taxiway*", di cui si considereranno la loro larghezza e quella delle shoulders, nonché della taxiway strip. Si noti che la pista secondaria viene considerata in questo caso come una via di rullaggio e che le zone di rispetto delle taxiway esistenti che fanno parte del piazzale non invadono né gli stalli, né la perimetrale (Tabella 3.5).

[18] D'ora in avanti si farà sempre riferimento a Certification Specification and Guidance Material for Aerodrome Design, 2015. Un

Elemento	Codice F	
	Minimo da normativa	Stato di progetto
Via di rullaggio (Taxiway)	25 m	(*) 45 m 25+2 m
Taxiway shoulders (in totale)	60 m	60 m
Taxiway strip (per lato)	30 m	47.5 m

Tabella 3.5 Confronto tra le dimensioni minime richieste dalla normativa per la taxiway di codice F e lo stato di fatto.

La pista di volo secondaria a una larghezza di 45 m quindi riesce a soddisfare ampiamente i 25 m richiesti dalla normativa, ma non si può dire anche per la via di rullaggio più vicina al piazzale, larghezza appena 23 m. Tuttavia essa ha delle shoulders che rispettano i minimi necessari (60 m) e sono pavimentate come la taxiway tramite lastre in cls con la stessa portanza, in questo modo è possibile "sottrarre" 2 m da queste e aggiungerle ai 23 della via di rullaggio, rientrando a norma.
Inoltre bisogna verificare che le distanze tra gli assi della runway e della taxiway e quelli tra le due vie di rullaggio siano inferiori, rispettivamente, per un codice F, a 190 m e 91 m (Tabella 3.6).

Distanza asse/asse	Codice F	
	Minimo da normativa	Stato di progetto
Runway / Taxiway	190 m	202 m
Taxiway / Taxiway	91 m	117 m

Tabella 3.6 Confronto tra le distanze minime richieste dalla normativa tra gli elementi e lo stato di fatto.

Infine si deve verificare che le superfici di delimitazione degli ostacoli[19] non vengano forate. Esse limitano tutta l'area intorno all'aeroporto con un'estensione che varia in base

[19] Obstacle Free Zone.

al suo codice e identificano dei limiti al di sopra dei quali non deve essere presente nessun ostacolo fisso, qualsiasi sia la sua natura. Esistono diverse tipologie di OFZ:

- Take Off Climb Surface: rappresenta la superficie in salita al decollo;
- Approach Surface: è la superficie di avvicinamento in fase di atterraggio:
- Inner Horizontal Surface: superficie orizzontale collocata a 45 m sopra ogni aeroporto e alle sue aree limitrofe;
- Conical Surface: all'origine sul limite periferico della IHS, ha pendenza verso l'alto e verso l'esterno;
- Outer Horizontal Surface, è un piano orizzontale che si innesta dal limite esterno della CS, ha un raggio di oltre 15 km per gli aeroporti di codice F;
- Transitional Surface: è costituito da un piano inclinato che si sviluppa dal bordo laterale della runway strip e la collega con la superficie interna della IHS, ha un'inclinazione massima del 14,3% per le aerostazioni di codice F.

L'ultima superficie è quella più insidiosa durante la progettazione in quanto è quella più bassa e che più facilmente può essere forata da qualche elemento, ma in questo caso non ci sono problemi come si può vedere in Fig. 3.22 e nella tavola 07b allegata.

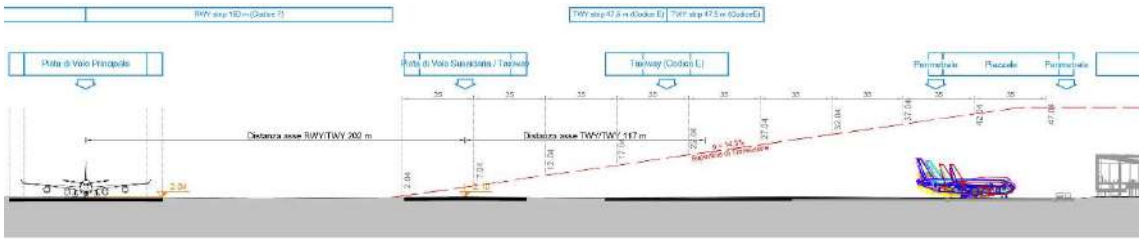


Fig. 3.22 Sezione A-A in caso di pista principale in uso.

3.5.2 Pista secondaria in uso, sezione A-A

Come prima si posizionano gli aerei all'interno dell'area del piazzale e si verificano le dimensioni degli elementi, le loro distanze e le superfici di delimitazione degli ostacoli. La pista di volo sussidiaria può essere utilizzata da aeromobili di codice 4E, pertanto le larghezze richieste dalla normativa sono inferiori rispetto a quelli della pista principale e vengono rispettate (Tabella 3.7).

Elemento	Pista secondaria Codice 4E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto
Pista di volo (Runway)	45 m	45 m
Runway shoulders (in totale)	60 m	60 m
Runway strip (per lato)	75 m	75 m

Tabella 3.7 Confronto tra le dimensioni minime richieste dalla normativa per la runway di codice E e lo stato di fatto.

La stessa cosa vale per le vie di rullaggio, che in questo caso si riduce ad essere solo quella più vicina al terminal e già esistente. In questo caso le dimensioni della taxiway più vicina al terminal e già esistente (23 m) soddisfano le leggi (Tabella 3.8).

Elemento	Codice E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto
Via di rullaggio (Taxiway)	23 m	23 m
Taxiway shoulders (in totale)	44 m	60 m
Taxiway strip (per lato)	22 m	47.5 m

Tabella 3.8 Confronto tra le dimensioni minime richieste dalla normativa per la taxiway di codice E e lo stato di fatto.

Lo stesso si può dire della distanza tra l'asse della pista ausiliaria e quello della via di rullaggio, mentre il secondo parametro in Tabella 3.9 non viene preso in considerazione poiché, con questa configurazione, esiste una sola taxiway.

Distanza asse/asse	Codice E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto
Runway / Taxiway	107.5 m	117 m
Taxiway / Taxiway	76 m	non presente

Tabella 3.9 Confronto tra le distanze minime richieste dalla normativa tra gli elementi e lo stato di fatto.

Invece risulta problematica la configurazione delle delimitazioni delle superfici ostacoli: posizionando gli aeromobili come nel caso di pista principale in uso, le code posteriori dei velivoli più lunghi e alti le superano (Fig. 3.23).

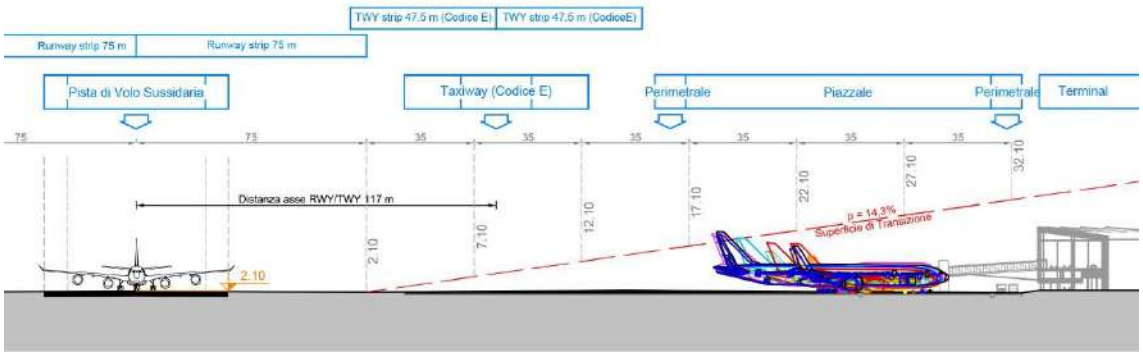


Fig. 3.23 Sezione A-A in cui gli aerei forano la superficie di transizione.

Per questo motivo si stabilisce una seconda configurazione di parcheggio all'interno dello stallo denominata "B" invece che "A" e valida solo per gli aerei Airbus A340, Boeing B747 e B777[20] (Fig. 3.24). Pur rispettando la distanza minima di 7,5 m da qualsiasi ostacolo, la posizione "B" è molto più vicina al terminal, tanto che le ruote del carrello anteriore si trovano ad appena 6 m dalla perimetrale, fatto che ne costringe la chiusura al traffico. Questo non è un grosso problema in quanto esiste una seconda viabilità sul retro del piazzale che permette ai mezzi necessari di arrivare agli aerei. Questa situazione vale per tutto il fronte rettilineo del nuovo edificio extra-Schengen.

[20] Tutti di codice E.

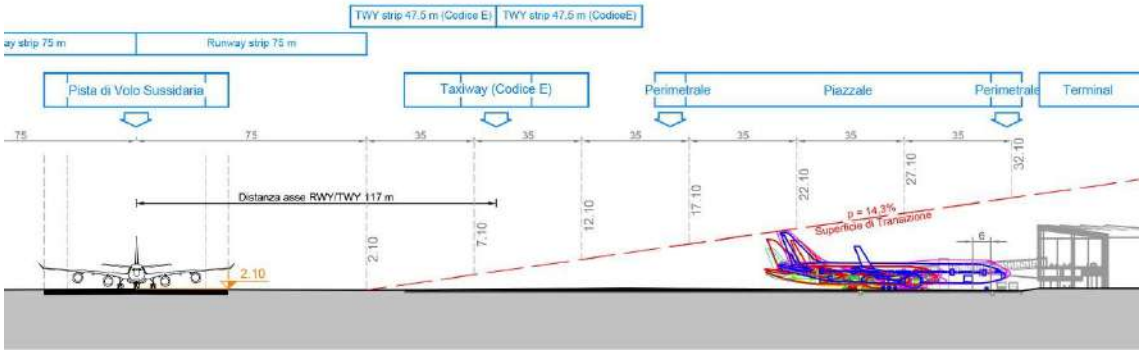


Fig. 3.24 Sezione A-A in cui gli aerei di codice E si trovano nella configurazione di parcheggio "B".

3.5.3 Pista principale e pista secondaria in uso, sezione B-B

La sezione B-B è presa in un punto dove il fronte del terminal ruota di 40° rispetto all'asse della pista in e allontanandosi da questa. Poiché le dimensioni degli oggetti (runway, taxiway e piazzale) studiati nei precedenti paragrafi §3.5.1 e §3.5.2 rimangono le stesse, ma aumentano le distanze tra di loro tutte le richieste normative sono ancora più facilmente verificate, per questo motivo nello stallo della sezione[21] non è necessario identificare due configurazioni “A” e “B” e sarà possibile ospitare anche un Airbus A380 di codice F.

Per ogni altro approfondimento si rimanda alle tavole allegate.

3.6 DEFINIZIONE DEGLI CONFIGURAZIONE DEGLI STALLI

3.6.1 Segnaletica orizzontale

La normativa stabilisce con precisione il colore e le dimensioni di ogni pittogramma che deve essere utilizzato per fornire delle indicazioni ai piloti o agli assistenti di pista, in modo da avere un'uniformità nella segnaletica di tutti gli aeroporti che eviti incomprensioni ed errori. Tutta la segnaletica riguardante la runway deve essere bianca, quella per le vie di rullaggio e gli stand gialla, mentre per le "*linee di sicurezza*"[22] devono avere un colore che contrasti con quelli già usati: generalmente si sceglie il rosso.

[21] Stallo 328 A
[22] “Safety line”.

La “*taxiway center line*” deve garantire una guida continua per tutto l'aeroporto tra la "*runway center line*" e gli stands per evitare svii dalla giusta direzione, deve avere una larghezza di almeno 15 cm ed è solitamente posta su un'altra linea di colore scuro, in modo tale che il giallo contrasti e sia ben visibile al pilota.

Nel momento in cui le taxiway line arrivano in prossimità degli stalli assumono una diversa nomenclatura in base alla loro funzione (“*lead-in line*”, “*turn bar*”, “*lead-out line*”, “*alignment bar*”, ecc) ma devono sempre avere lo stesso colore, spessori superiori ai 15 cm e devono essere il più possibile continue. La lead-in line è quella porzione della taxiway line che conduce l'aereo all'interno del parcheggio, dove l’alignment bar, posizionata perpendicolarmente alla prima, ne indica la corretta posizione di sosta. Entrambe devono essere ben visibili al pilota sinistro ed avere una larghezza minima di 15 cm. Tutto intorno allo stallo deve essere indicata la “Apron safety line” le cui linee definiscono una zona di sicurezza che separi l'aereo dagli altri veicoli, sono spesse almeno 10 cm, continue e realizzate con un colore diverso da tutti gli altri.

Infine bisogna considerare la segnaletica informativa di cui esistono due tipologie:

- di posizione, identifico in luogo in cui si trova l'aereo ed è realizzata con una scritta gialla su uno sfondo nero;
- di direzione, guidano il velivolo verso la sua destinazione, è realizzato con scritte nere su fondo giallo.

Nel caso non ci fosse abbastanza contrasto tra questa segnaletica e la pavimentazione vengono utilizzati dei bordi attorno al segnale dello stesso colore delle scritte. Le dimensioni e le proporzioni delle lettere e dei numeri che compongono il segnale sono indicati in tabelle della normativa[23].

In questo progetto si utilizzano taxiway center line, lead-in/out line dalle e larghe 20 cm realizzate su una seconda linea nera, larga 30 cm; l’allignment bar ha uno spessore di 15 cm e collega le prime ad una segnaletica indicante il modello dell'aereo che deve parcheggiare in quella posizione (location bar) la cui altezza è 95 cm. Nel momento in cui le lead-in line si separarono dalla linea della via di rullaggio vi è un segnale di direzione che indica verso quale stallo si sta dirigendo l'aeromobile, detto “*turn bar*”, la cui larghezza è di 3 m, la lunghezza di 6 m e ha la testa frecciata verso la destinazione (Fig. 3.25).

[23] (Certification Specification and Guidance Material for Aerodrome Design, 2015, pagg.71-75).

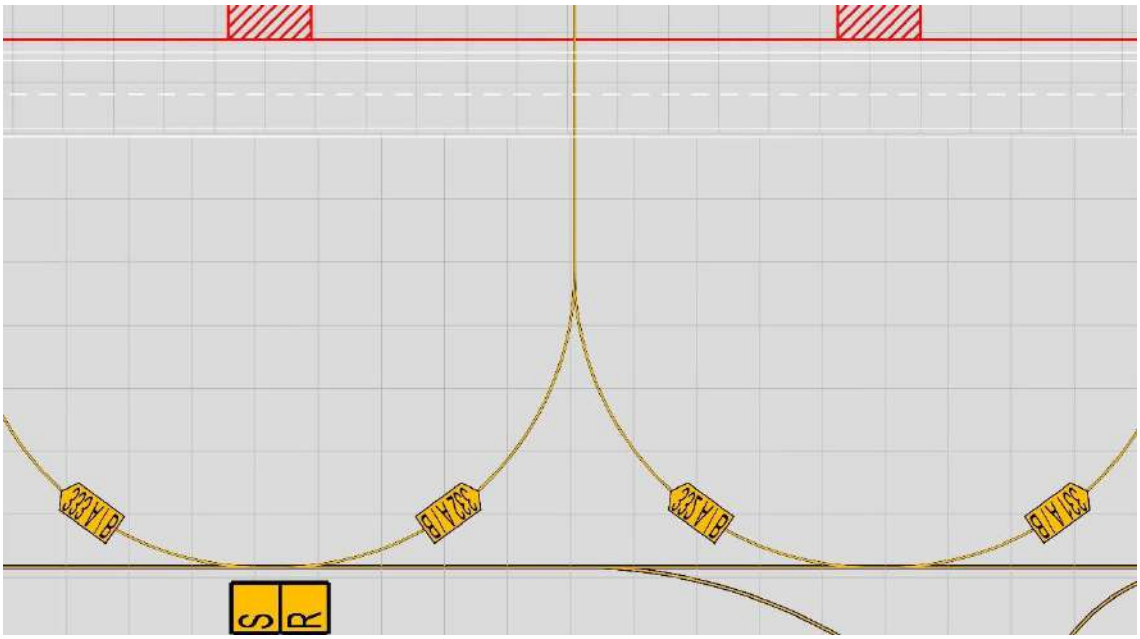


Fig. 3.25 Taxiway line con turn bar.

Tutte le lead-in line terminano con un segnale rettangolare alto 3,20 m, il numero dello stallo ed delle stop bar che indicano la configurazione di parcheggio; sono realizzate con scritte gialle su sfondo nero bordate in giallo (Fig. 3.26).

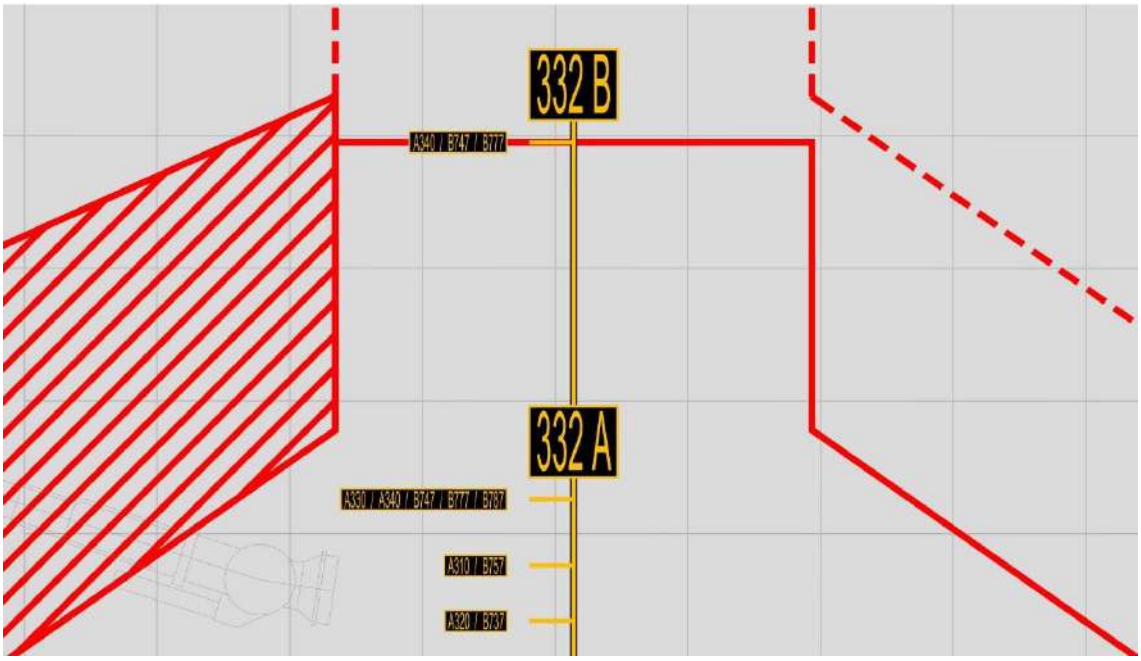


Fig. 3.26 Termine lead-in line con il numero dello stallo e indicazioni delle stop bar.

Le safety line sono realizzate con una linea continua rossa con una larghezza di 30 cm, delimitano le aree di sicurezza attorno agli aerei e ne campiscono le zone di sovrapposizione o di occupazione da parte dei pontili mobili. Si nota che risultano

tratteggiate solo in corrispondenza delle configurazioni non principali ("A") e che quelle "B" occupano quasi totalmente la perimetrale che separa gli stands dal terminal (Fig. 3.27).

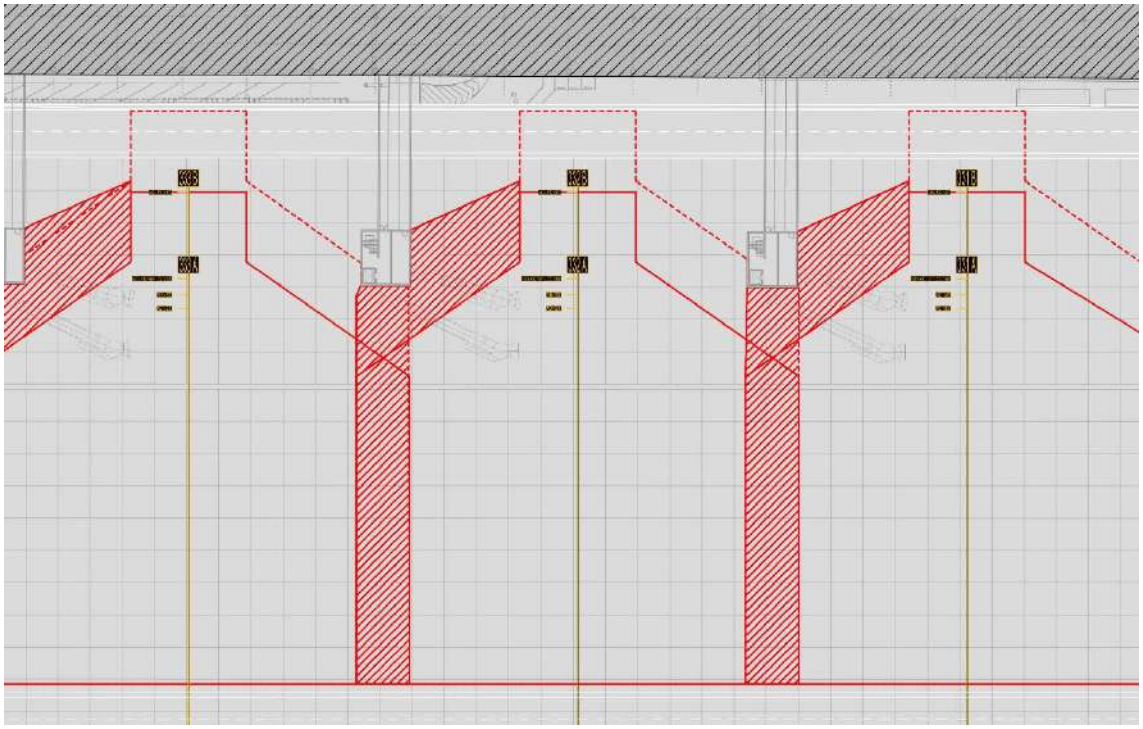


Fig. 3.27 Delimitazione delle safety line alle posizioni di sosta degli aeromobili.

La viabilità carrabile è tracciata per tutta la lunghezza con una linea continua bianca con spessore 15 cm, solo la linea che separa le due corsie di marcia è tratteggiata (Fig. 3.27). Tutta la segnaletica si ricollega a quella esistente, come mostrato nelle tavole allegate.

3.6.2 Configurazione degli stalli

Basandosi sullo studio di traffico effettuato nel paragrafo §3.2 e su quanto detto nel §3.5 a proposito del distanze minime delle CS and GM[24], nonché sulle geometrie e sugli ostacoli presenti sul piazzale si definiscono le seguenti 4 configurazioni nei nuovi 6 stalli che si creano (dal 328 al 333).

La configurazione 1-A, considera la pista principale in uso e permette di realizzare 5 contact stands di codice E o inferiore sul fronte del nuovo terminal e 1 contact stand di codice F su quello dell'aerostazione esistente (Fig. 3.28).

[24] (Certification Specification and Guidance Material for Aerodrome Design, 2015)

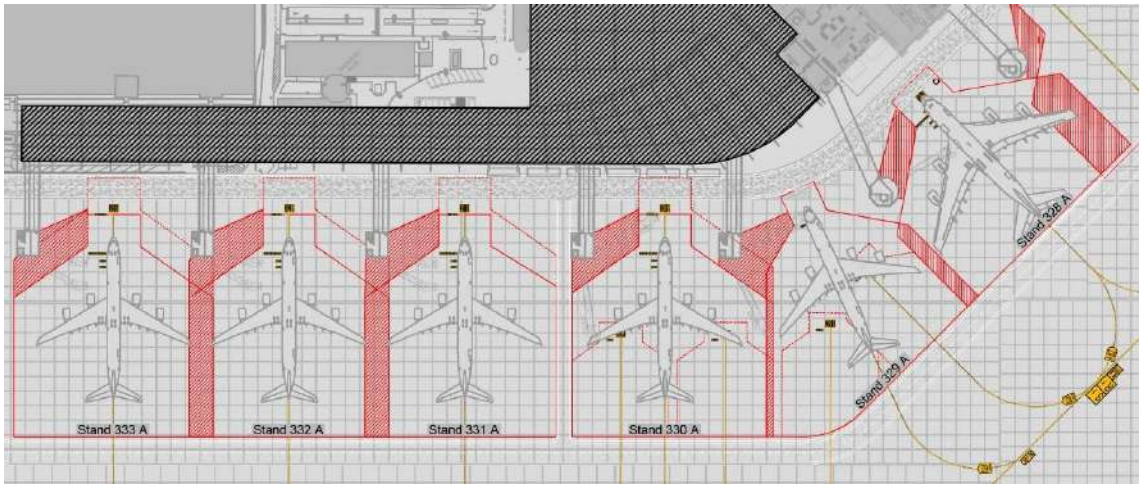


Fig. 3.28 Configurazione 1-A.

La configurazione 1-B, esamina il caso in cui la pista secondaria sia in uso. Permette di realizzare 5 contact stands di codice E o inferiore di cui quattro in posizione avanzata ("B") nella stessa posizione di prima, mentre rimane il solo contact stand di codice F sul lato dell'aerostazione esistente (Fig. 3.29).

Fig. 3.29 Configurazione 1-B.

La configurazione 2, crea 4 contact stands di codice E o inferiore più altri due di codice C all'interno dello stand 330 (che diventa 330L e 330R) davanti al terminal extra-Schengen. Permette anche questo il parcheggio di un aeromobile di codice F nello stallo 328 (Fig. 3.30).

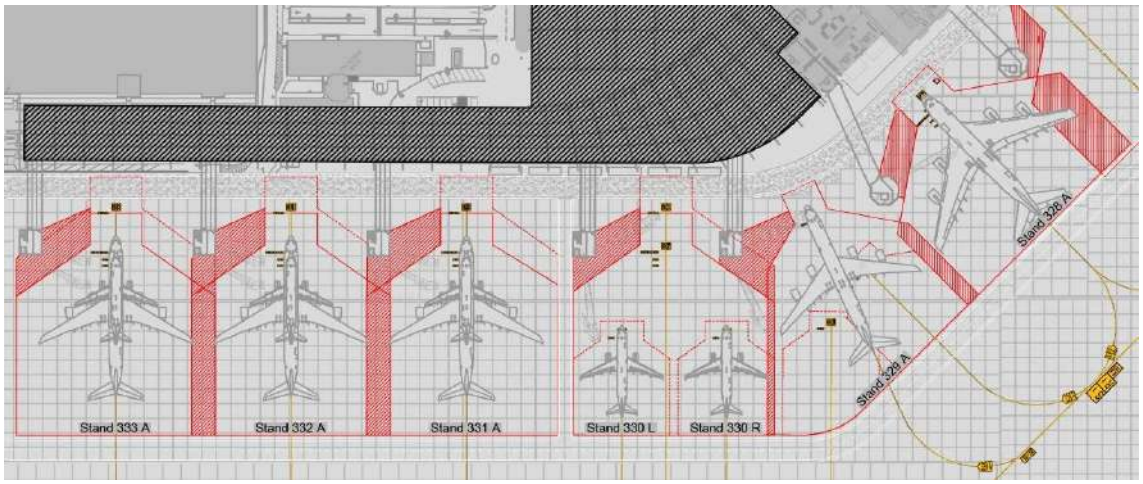


Fig. 3.30 Configurazione 2.

Infine la terza configurazione definisce 3 contact stands di codice E o inferiore negli ultimi stalli (331,332 e 333), 4 contact stands di codice C all'interno degli stalli 329 e 330 ed infine 1 contact stand di codice F davanti al terminal del 2002 (Fig. 3.31).

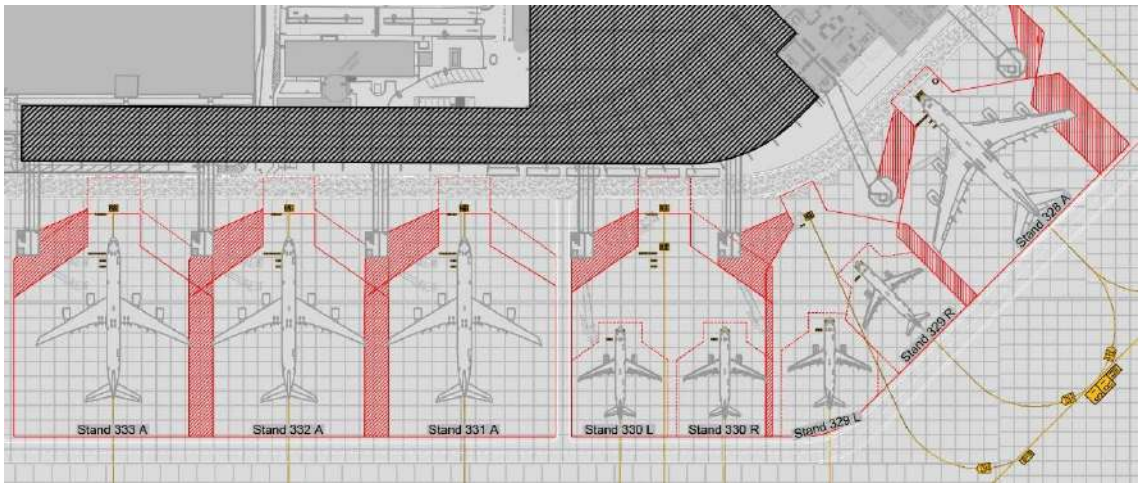


Fig. 3.31 Configurazione 3.

Le configurazioni 2 e 3 prevedono sempre l'avanzamento in posizione “B” degli aerei di codice E nel caso di uso della pista ausiliaria, mentre quelli di codice C che vengono ospitati nei mars stands non devono subire alcuna modifica alla loro posizione in quanto non forano la superficie di transizione.

Il contact stand 328 A è solitamente uno stallo per aerei con designazione Schengen, ma all'occorrenza può essere utilizzato per aeromobili di codice F provenienti da zone extra Schengen grazie alla sua posizione di confine tra i due terminal e al maggior spazio.

Come sempre, si fa riferimento alla tavola 09 allegata.

Si è così conclusa la progettazione della zona del piazzale extra-Schengen sotto ogni aspetto. Il risultato che si vuole ottenere è quello di permettere ad una maggiore quantità di aerei di dimensioni sempre più grandi di poter circolare e sostare all'interno del Marco Polo con maggiore facilità e velocità incentivando le compagnie aeree (i veri motori economici di un aeroporto) a rafforzare il traffico ed investire verso questa meta.

4 - Landside

4.1 L'IDENTITÀ ARCHITETTONICA DEL MARCO POLO

Appena scesi dall'aereo, dopo le manovre di atterraggio e parcheggio del velivolo, anche i passeggeri più scossi potranno subito notare due cose: l'umidità e il fronte del terminal. La prima non sarà forse apprezzata, ma la seconda è un chiaro e molto esplicito richiamo alla città di Venezia. Infatti chi ha studiato o esplorato questa città, soprattutto durante il periodo della Biennale[1], può immediatamente cogliere la somiglianza con l'Arsenale, il "porto militare" della città. I temi del mare e delle barche sono quasi d'obbligo in una struttura che deve accogliere e dare la prima impressione della Serenissima a milioni di visitatori ogni anno; tuttavia sono argomenti molto generici. Il salto di qualità lo compiono nel momento in cui si fondono insieme nell'Arsenale che dà un'impronta specifica e unica a questo aeroporto, in grado di trasmettere la storia in un solo sguardo. Quest'area ha segnato le vicissitudini della città fin dal medioevo: quando Venezia cresceva si progettava il suo ampliamento, il che permetteva l'espansione della prima e così via. Ciò permette anche a chi è atterrato per la prima volta sul suolo veneziano e poi abbia visitato la città, di cogliere un'assonanza, di percepire come un'eco nella memoria, guardando il terminal mentre è in partenza. Di tutto l'Arsenale l'architetto Mar riprende le forme e le dimensioni delle Gaggiandre: i due più grandi "squeri" in cui le imbarcazioni potessero trovare riparo e allo stesso tempo essere pronte per la navigazione in poco tempo, un po' come i passeggeri che attraversano ogni anno il Marco Polo.

4.2 LE GAGGIANDRE ALL'ARSENALE

Il legno ha sempre svolto un ruolo fondamentale nell'edilizia veneziana fino all'avvento del cemento armato. Diverse specie arboree come rovere, olmo e pioppo sono state impiegate per i pali di fondazione, mentre in ogni altra parte degli edifici si utilizzano i

[1] Esposizione che si ripete ogni anno i cui temi (architettura e arte) si alternano.

legni di conifera come larice, abete e pino provenienti dalle vicine montagne venete. L'approvvigionamento degli alberi era facilitato dai numerosi fiumi che ne consentivano il trasporto, la dimensione dei tronchi permetteva di ricavare travi di considerevole lunghezza e il materiale ha una buona resistenza all'aggressione dell'ambiente marino. Per questi motivi l'uso del legno non venne mai abbandonato neanche quando la profonda trasformazione costruttiva tra il XII e XIII secolo lo sostituì con il laterizio nella realizzazione dei piedritti. È sempre stato utilizzato nelle coperture degli edifici perché consentiva la realizzazione di strutture di chiusura che fossero allo stesso tempo irrigidimenti e controventamenti alla struttura scatolare dell'edificio, senza tuttavia appesantirla eccessivamente. Infatti il problema principale dell'edilizia veneziana era ed è ancora oggi il suolo argilloso con scarse capacità portanti. Il principale schema di orditura utilizzato dal XIV secolo fu quello a capriata, che evita le spinte orizzontali sui piedritti e offre un sicuro concatenamento del perimetro murario, evitando possibili sbandamenti o valutazioni verso l'esterno.[2] È difficile stabilire con certezza il periodo storico in cui vennero introdotte le capriate nella città lagunare. Negli studi svolti nel corso degli ultimi due secoli non sono stati riscontrati tetti anteriori al 1300 a causa di continui rimaneggiamenti e incendi, anche se non si può escludere l'esistenza di alcuni singoli elementi lignei precedenti.

Tra gli edifici religiosi la navata centrale di Santa Maria Assunta di Torcello (realizzata intorno all'anno 1000 d.C.) detenne a lungo, con i suoi 10 m di luce, il primato per la copertura più ampia in ambito lagunare. Solo nel XIV secolo tali dimensioni vennero superate con la costruzione delle basiliche di Santa Maria Gloriosa dei Frari e dei Santi Giovanni e Paolo, coperte da capriate con luci di 13 m, le più antiche e ancora in opera che siano pervenute. Tuttavia nei secoli successivi sono gli edifici civili e quelli naturali a raggiungere le massime ampiezze nei tetti. All'inizio del 1400 furono realizzati 11 nuovi scali a ovest della Darsena Vecchia, nell'Arsenale di Stato, ognuno ampio circa 17 m, lunghezza che venne superata pochi decenni dopo con la costruzione di due "*squeri acquatici*"[3] rispettivamente di 22,20 e 22,60 m. Sempre a metà del '400 venne edificato il nuovo palazzo dei dogi la cui sala del Maggior Consiglio è un ambiente di 24,5 m di larghezza per 53,5 m di lunghezza; era interamente coperto da una struttura a puntoni e tiranti che venne però distrutta dal fuoco nel 1577. Queste luci vennero raggiunte

[2] (Piana, La carpenteria lignea dei secoli XIV e XV, 2000)
[3] (Piana, La carpenteria lignea dei secoli XIV e XV, 2000)

nuovamente solo un secolo dopo, nel corso dell'espansione dell'Arsenale con la realizzazione delle "*Gaggiandre*" vicino alla Porta Nuova e degli "*squeri*" del Reparto Galeazze (Fig. 4.1).

Fig. 4.1 Planimetria dei bacini dell'Arsenale con le loro fasi di ampliamento.

Eccoci quindi arrivati al riferimento architettonico utilizzato dal progettista Gian Paolo Mar per il terminal dell'aeroporto costruito nel 2002.

Le Gaggiandre vennero innalzate tra il 1568 e il 1573, come testimoniano due lapidi marmoree conservate in loco, per ospitare unità navali di pronto intervento che venivano mantenute in acqua. Generalmente le navi venivano alate a secco negli squeri per impedire il degrado del fasciame a causa degli organismi marini, tuttavia ciò rendeva impossibile in caso urgenze il loro utilizzo. Per questo motivo si pensò di lasciare sempre in acqua alcune galee (in ogni Gaggiandra ve ne stavano un paio), disarmate e disalberate, ma pronte alla navigazione in poche ore. Di forma rettangolare, lunghe 60 m, larghe 25 m e alte 10 m ognuna, si appoggiano su tre banchine in pietra d'Istria sopra le quali si innestano altrettante file di pilastri composti da un nucleo in laterizio e rivestiti da conci lapidei. Infine su di essi si appoggiano le vaste capriate che sorreggono il tetto. Queste

sono realizzate in legno di larice per lo più tagliato per l'occasione, ma indagini dendrocronologiche hanno dimostrato che diversi elementi sono stati ricavati da piante abbattute nella seconda metà del 1200, probabilmente provenienti dalla demolizione di vecchi squeri.

Queste due opere sono attribuite a Jacopo Tatti nato a Firenze il 2 luglio 1486 e morto a Venezia il 27 novembre 1570. Fu apprendista di Andrea Contucci detto il "Sansovino", dal quale imparò il mestiere di pittore, scultore, architetto, ne ereditò l'impostazione classica e il soprannome. Dopo un primo periodo passato tra Firenze e poi Roma, in cui entrò in contatto diretto con personaggi quali Raffaello e Michelangelo, nel 1527 fuggì a Venezia in seguito al sacco della capitale dello Stato Pontificio. La sua meta era la Francia, ma dopo essere stato presentato al doge ricevette la commissione per il restauro delle cupole della basilica di San Marco e da lì a poco cambiò la sua idea, stabilendosi permanentemente nella Serenissima. Si trovò in una città che, a differenza delle altre, non aveva la necessità di grandi fortificazioni, di bastioni o torri grazie alla sua natura, permettendo una maggiore libertà nella progettazione degli edifici. Fu nominato massimo architetto della Repubblica veneziana ("*Proto*") nel 1529, carica che mantenne fino alla morte nel'70, quando gli succedette Andrea Palladio. Per questo motivo è impossibile che il Sansovino abbia seguito le opere di realizzazione delle Gaggiandre fino al loro compimento; è invece più verosimile che egli abbia disegnato il progetto iniziale, passato poi in mano al suo apprendista Giovanni de Zan, allora Proto della fabbrica dell'Arsenale.

Le strutture che sostengono il tetto si basano sullo schema della capriata composta, costituite da una *catena* inferiore, una *controcatena*, quattro *puntoni* e due *colonnelli*, termine che indica i ritti quando si appoggiano alla catena e non sono sospesi come i *monaci* (Fig. 4.2). Si tratta di una struttura molto lontana dalla reticolare piana isostatica che si intende oggi per "capriata". Di forma triangolare, essa è costituita da nodi fortemente iperstatici assicurati con parti metalliche e i carichi gravano in parte anche sulle aste, generando dei momenti flettenti.

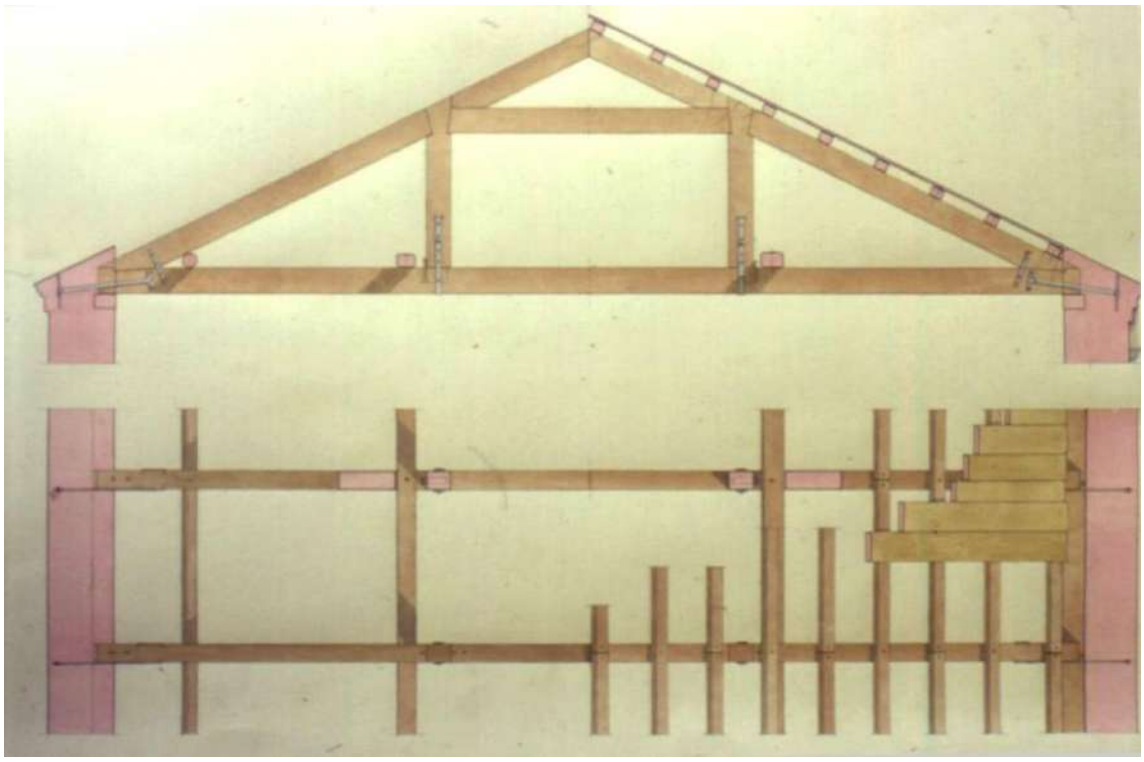


Fig. 4.2 Ricostruzione della possibile capriata della Gaggiandra originale.

L'essenza prettamente strutturale della capriata ha consentito alla soprintendenza di Venezia, guidata dall'architetto M. Piana, uno studio metrologico di diverse coperture di edifici religiosi e pubblici da cui è emerso il frequente uso del piede veneziano (34,8 cm[4]) per il proporzionamento degli elementi. "Il 24,35 metri di lunghezza dell'incavallatura presa in esame, corrispondono alla misura di 70 piedi, con una luce libera di 23,37 metri (67 piedi e 3 once); 520 centimetri di altezza corrispondono a 15 piedi, o 3 passi. L'interspazio tra i colonnelli principali è di 8,36 metri, pari a 24 piedi, mentre il loro interasse, di 8,71 metri, equivale a 25 piedi. La distanza tra l'intradosso della catena e l'estradosso della controparte è di 3,48 metri, pari a 10 piedi..... La distanza tra i telai, leggermente variabile, si colloca intorno ai 6 piedi."[5]

Inoltre il fatto che le misure prese da estremità a estremità della capriata siano multipli precisi del piede veneto lascia intendere che, una volta tracciato il triangolo di riferimento, esso rappresenta il perimetro esterno e che tutti gli elementi sono posti internamente ad esso. Si seguiva una concezione in cui gli elementi, i loro spessori e gli spazi tra questi

[4] la misura esatta corrisponde a 34,7735 cm. Un'oncia equivale a 1/12 di piede, un passo a cinque piedi. Per gli studi finora svolti si esclude che questa unità di misura possa essere apparsa prima del XI-XII secolo. (Piana, Le misure dellacarpenteri lignea veneziana dei secoli XIV-XVI, 1999)

[5] (Piana, Le misure dellacarpenteri lignea veneziana dei secoli XIV-XVI, 1999)

erano il fulcro del progetto, a differenza di oggi dove sono gli assi di questi sono i primi a essere rappresentati. Questo secondo ragionamento è figlio di una trasformazione iniziata qualche secolo dopo con i primi studi sulla scienza delle costruzioni.

Come già accennato, i nodi di collegamento tra le aste delle incavallature del XV secolo erano molto rigidi, assimilabili più a incastri che a cerniere. Il legno veniva sagomato secondo diverse forme per permettere il facile incastro tra gli elementi ma, allo stesso tempo, per evitare che durante la vita dell'opera questi si scollegassero (Fig. 4.3). Per questo motivo venivano utilizzati anche degli elementi in metallo come delle *regette* o delle *staffe* che, con l'ausilio di chiodi, legavano saldamente tra loro le parti. Le capriate in esame non fanno eccezione. Si riscontrano segni di forature causate da chiodi sulla catena inferiore dove s'incontra con i colonnelli e su quest'ultimi, lasciando pensare che fossero collegati per mezzo di braghe.

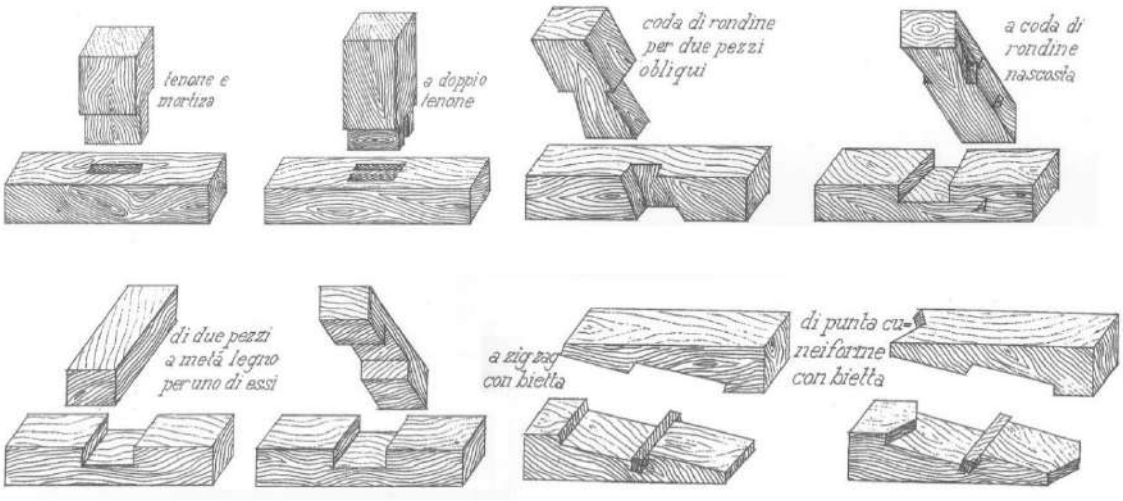


Fig. 4.3 Alcuni esempi dei collegamenti più comuni tra gli elementi in legno.

Sempre osservando i segni sugli elementi lignei si possono notare dei numeri romani incisi sulle aste, così da non confondere la posizione di una con l'altra durante l'assemblaggio. La prassi esecutiva dell'epoca, riscontrata anche in altri edifici, tendeva alla serialità delle operazioni: le strutture venivano prima tracciate, poi imbastite a terra e infine poste in opera. Queste azioni non erano obbligatoriamente consequenziali, ma ben distinte e separate in base all'avanzamento dei lavori nel cantiere.

4.3 UN NUOVO METODO PER COSTRUIRE

Tutte le ricostruzioni riguardanti lo stato originale delle due Gaggiandre sono tuttavia delle tesi; infatti le coperture attuali non sono altro che il frutto di continue modifiche apportate nel corso dei secoli. In particolare, un restauro avvenuto intorno al 1880 modificò di poco l'estetica delle capriate ma ne rivoluzionò totalmente il funzionamento della struttura sulla base degli ormai affermati principi della scienza delle costruzioni. Essa ebbe un primo sviluppo a inizio Ottocento in Francia all'interno dell'*École Polytechnique* (fondata nel 1794) sulla spinta dell'idea illuminista legata allo studio scientifico e razionale dei fenomeni naturali, per poi diffondersi in poco tempo in tutto il resto d'Europa e del mondo. Lo studio della proporzionalità tra gli elementi di una struttura intesa come garante della sua resistenza e stabilità cede il passo ad una ricerca matematica e fisica che indaga sul comportamento di un certo elemento, realizzato con uno specifico materiale e soggetto a determinate azioni esterne. Queste analisi, insieme alla produzione in massa di materiali fino ad allora molto costosi (ferro) o alla riscoperta e perfezionamento di alcuni di essi (calcestruzzo), cambiarono totalmente il modo di costruire.

All'epoca del restauro del Gaggiandre del XIX secolo era ben nota la differenza tra struttura iperstatica e isostatica nel caso di un corpo rigido[6]. La prima, propria dell'orditura cinquecentesca, possiede più restrizioni di movimento (detti "*vincoli*") delle aste rispetto alle loro possibilità di spostamento nello spazio (dette "*gradi di libertà*"), rendendo impossibile ricavare le forze che si generano in prossimità dei vincoli (dette "*reazioni vincolari*") con le sole equazioni cardinali della statica[7].

Nella seconda tipologia invece il numero dei vincoli esplicati dai nodi sono pari ai gradi di libertà e consentono di ricavare le reazioni vincolari molto più agevolmente.

La differenza non è solo legata alla facilità di risoluzione della struttura, ma anche allo stato di sollecitazione dei singoli elementi e alla loro deformazione.

---

[6] In un corpo rigido i punti che lo compongono mantengono sempre la stessa distanza l'uno dall'altro. È un'astrazione fisica, nella realtà tutti i corpi sono deformabili.

[7] Con le equazioni cardinali della statica si impone che la sommatoria delle forze $(\vec{R})$in un punto e dei momenti calcolati rispetto ad un polo "O" $(\overrightarrow{M_o})$ siano pari a zero:

$$\begin{cases} \sum \vec{R} = \vec{0} \\ \sum \overrightarrow{M_o} = \vec{0} \end{cases}$$

Nelle figure che seguono si possono vedere gli andamenti degli stati tensionali e le deformazioni a cui sono soggetti gli elementi di una delle capriate delle Gaggiandre, caricata con forze unitarie (Fig. 4.4; Fig. 4.5; Fig. 4.6; Fig. 4.7 e Fig. 4.8).

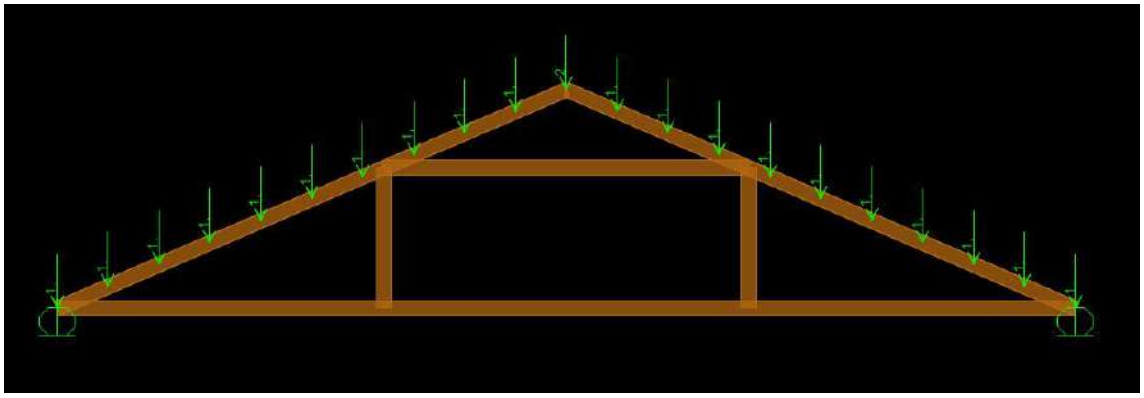


Fig. 4.4 Capriata originale con carichi unitari assegnati.

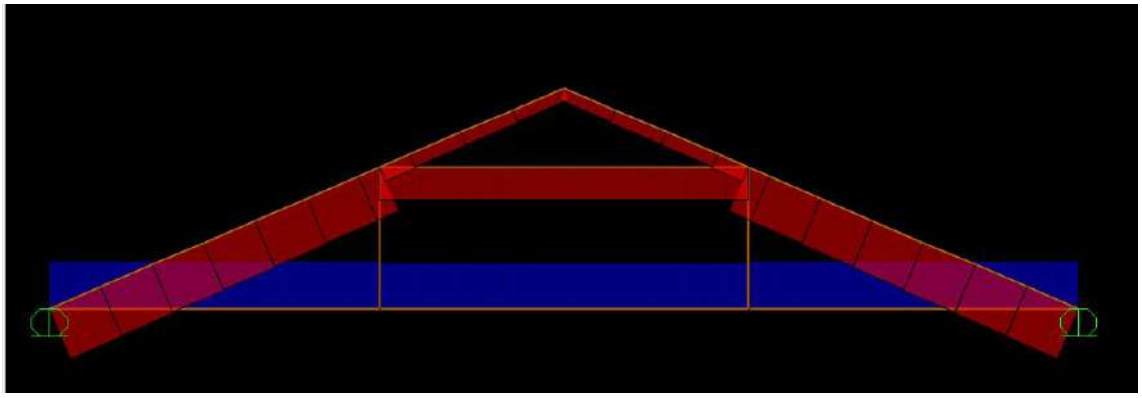


Fig. 4.5 Sforzi assiali agenti sulla capriata, in rosso la compressione e in blu la trazione.

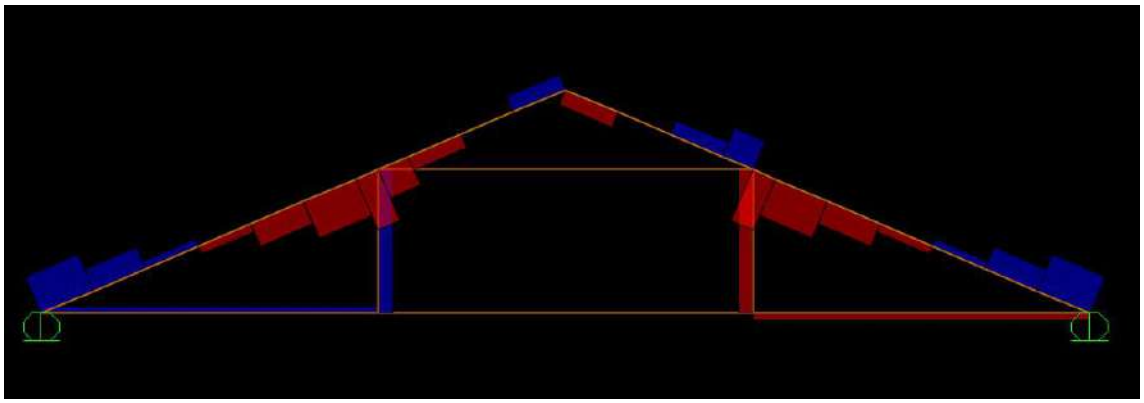


Fig. 4.6 Taglio agente sugli elementi della capriata.

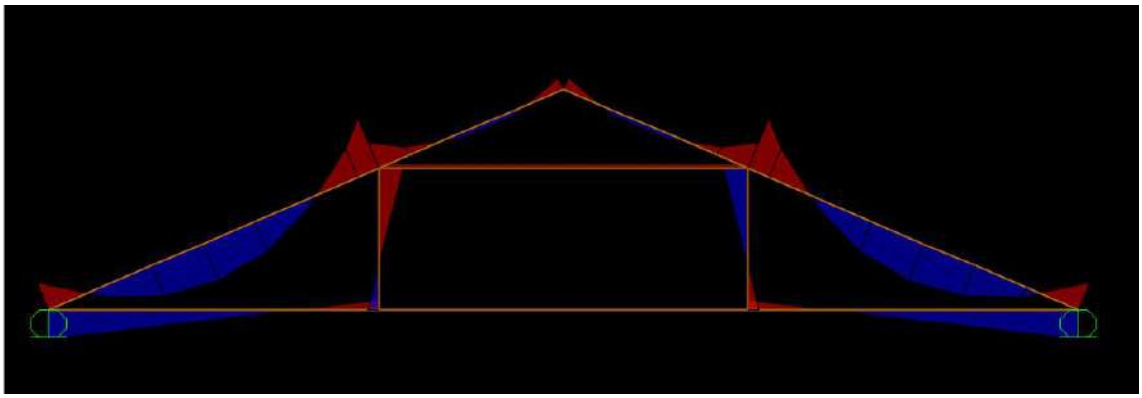


Fig. 4.7 Momento flettente agente sugli elementi della capriata.

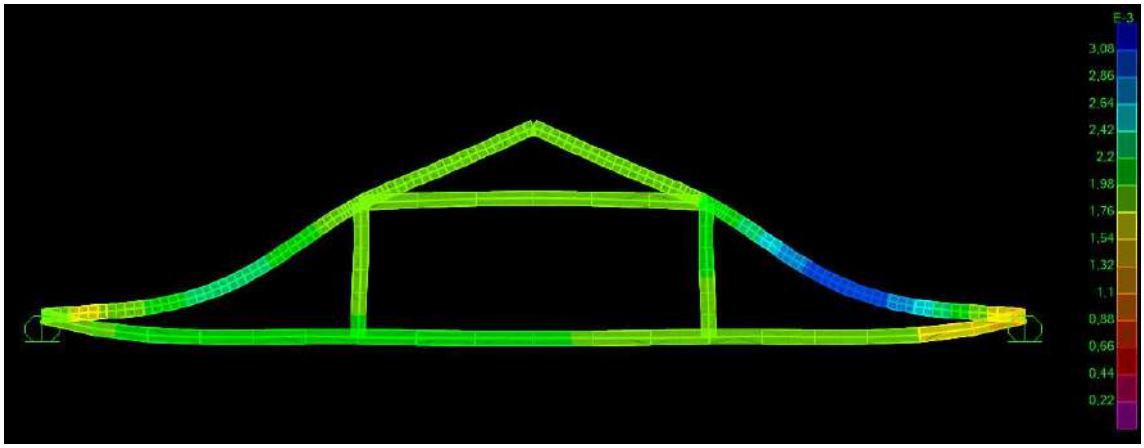


Fig. 4.8 Deformata della capriata, la scala cromatica definisce l'intensità degli spostamenti (in mm).

Con il restauro del 1800 si cercò di rendere i telai isostatici trasformandone alcune parti. Per esempio i fori di chiodature lasciate sulla catena che indicano come le precedenti braghe la legassero ai colonnelli e le impronte dei denti di sega lasciate esclusivamente sulle teste inferiori degli attuali monaci (inequivocabile segno che indica un loro accorciamento) sono solo alcuni degli interventi svolti per rendere una cerniera un noto tenore-mortasa. È possibile notare anche una diversa lavorazione del materiale e un diverso stato di conservazione delle sette, dei frontoni e dei controventi. L'intento era quello di razionalizzare e irrobustire la struttura, modificando i colonnelli in monaci, infittendo il telaio con saette contrapposte e ponendo montanti longitudinali per aumentare la tenuta spaziale di insieme (Fig. 4.9). Queste sono tutte operazioni tecnicamente attuabili su una struttura già posta in opera senza particolare difficoltà.

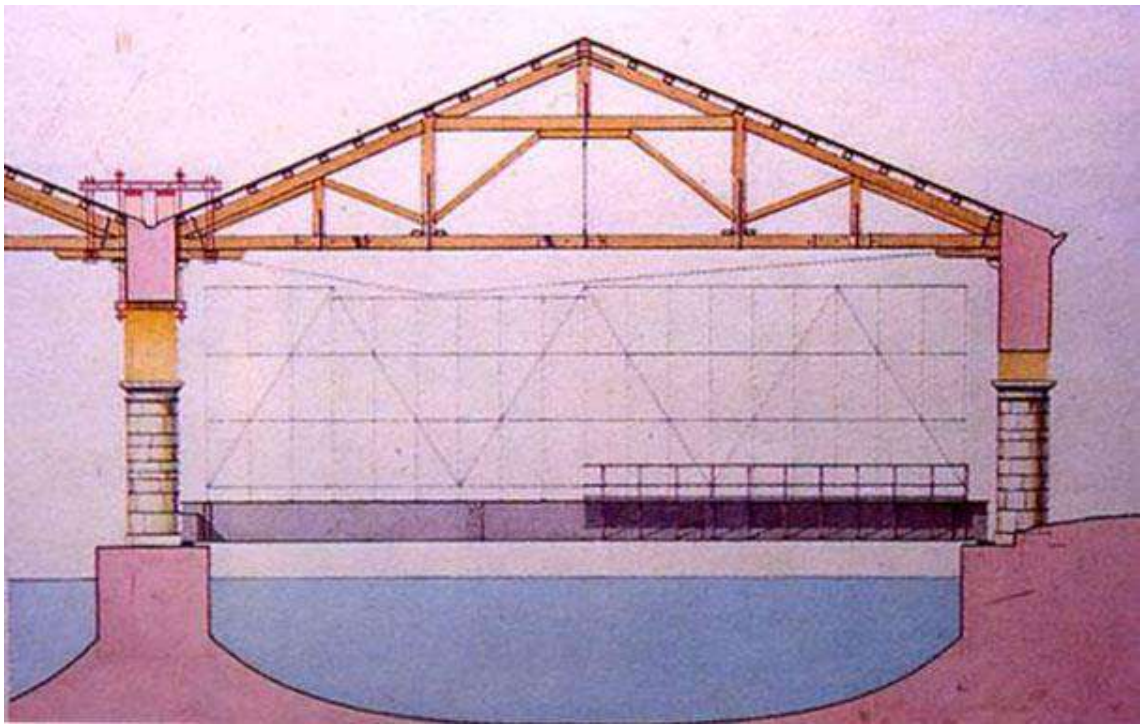


Fig. 4.9 Rilievo della capriata attuale (dopo il restauro del 1880) effettuato da M. Piana per la sovrintendenza[8].

A riprova di tutto questo ci sono anche riscontri metrici. Come detto, la capriata è proporzionata sulla base del piede veneto, ma alcuni sui elementi, la cui lunghezza non è influenzata dallo schema iniziale, sono dimensionati sul sistema metrico decimale. Esempi sono la lunghezza del frontone[9] e la distanza tra i monaci laterali e i colonnelli che misurano, rispettivamente, 250 e 300 cm. Il sistema metrico fu ufficializzato in Veneto solo nel 1869 (anche se già in uso da qualche decennio); quindi si esclude che queste parti possano essere state realizzate nei rimaneggiamenti dei secoli precedenti.

Per un confronto con diretto tra le due tipologie di capriata prima e dopo l'intervento del XIX secolo seguono come prima figure che indicano gli stati tensionali e deformativi della struttura, soggetta sempre agli stessi carichi unitari (Fig. 4.10; Fig. 4.11; Fig. 4.12; Fig. 4.13 e Fig. 4.14)

[8] (Sopraintendenza Beni Culturali, s.d.)

[9] Vocabolo dialettale per indicare le aste compresse aderenti al letto delle controcatene e connesse con le saette. (Piana, Le Gaggiandre nell'Arsenale di Venezia. Il consolidamento della carpenteria lignea, 2002)

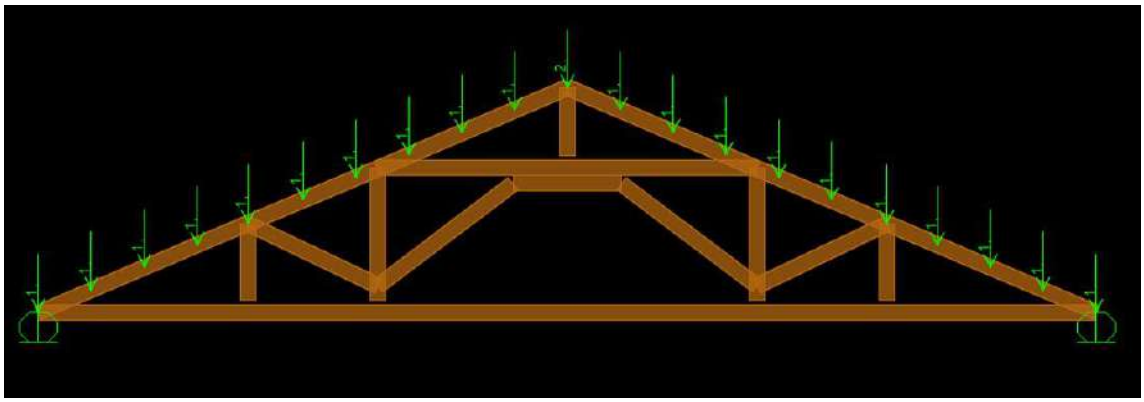


Fig. 4.10 Capriata attuale con carichi unitari assegnati.

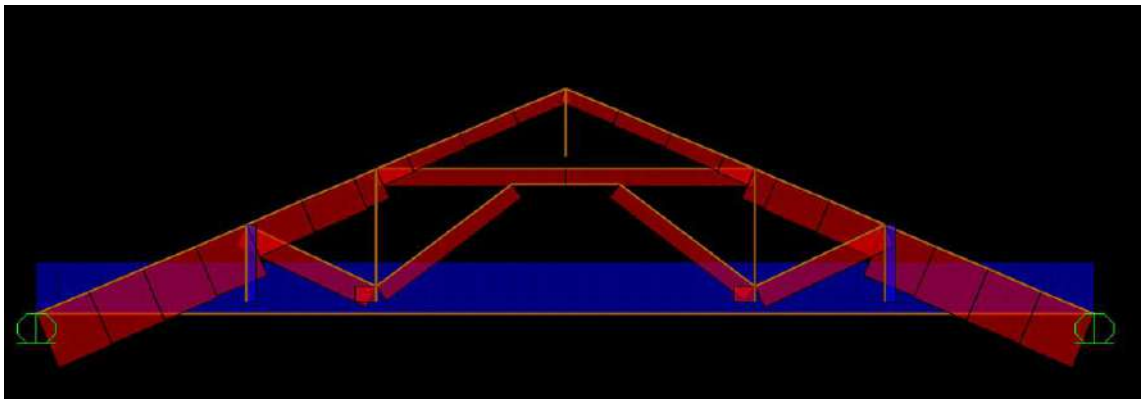


Fig. 4.11 Sforzi assiali agenti sulla capriata, in rosso la compressione e in blu la trazione.

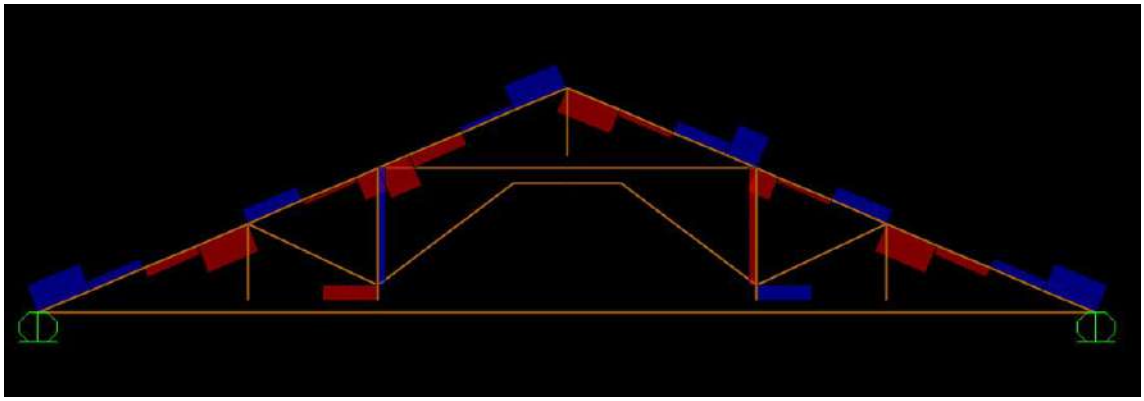


Fig. 4.12 Taglio agente sugli elementi della capriata.

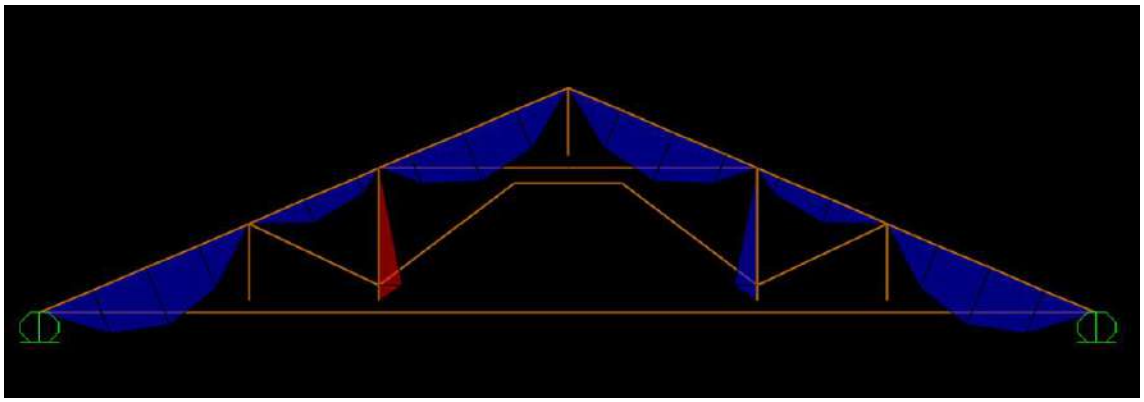


Fig. 4.13 Momento flettente agente sugli elementi della capriata.

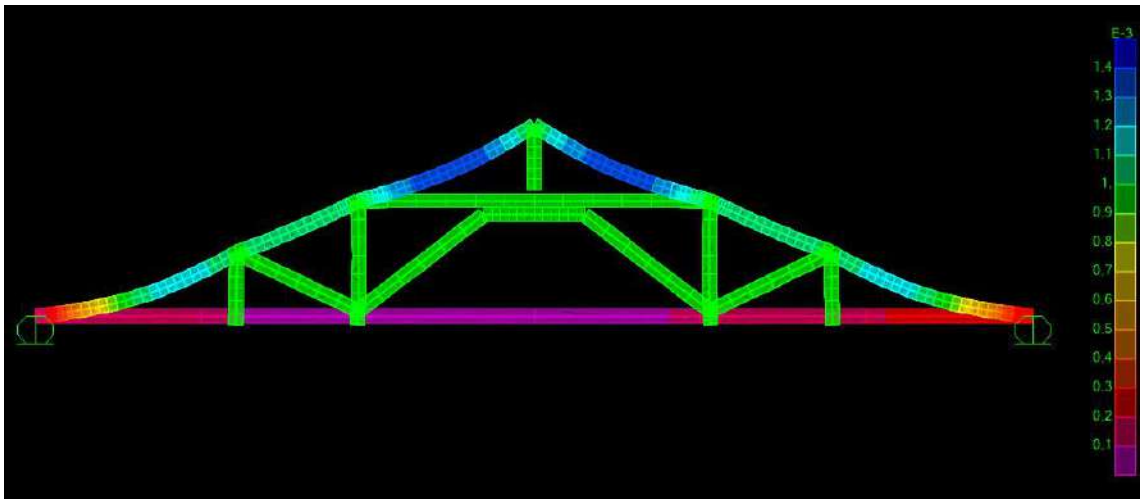


Fig. 4.14 Deformata della capriata, la scala cromatica definisce l'intensità degli spostamenti (in mm).

Come si può notare, la struttura possiede molte più aste rispetto a quella di partenza, garantendo così una maggiore distribuzione dei carichi, una minor sollecitazione degli elementi e una maggior rigidezza complessiva. Infatti, osservando le Fig. 4.8 e Fig. 4.14, si vede come nelle deformate dei prototipi gli spostamenti passino da un range di 0÷3 mm a uno di 0÷1,4 mm, ma le differenze non finiscono qui. L'accorciamento dei colonnelli in monaci fa sì che le forze a cui sono soggetti non gravino più sulla catena, lasciandola sottoposta solo a sforzo assiale, come si può vedere confrontando i diagrammi delle tensioni (da Fig. 4.5 a Fig. 4.7 e da Fig. 4.11 a Fig. 4.13). In ogni modo si cerca di evitare la trasmissione delle azioni tra questi elementi; per questo motivo anche le braghe che attualmente li collegano sono diverse da quelle iniziali e hanno la sola funzione di mantenere tutti gli elementi sullo stesso piano della capriata, evitando quindi deformazioni nella direzione "uscente" dal foglio. Per ottenere questo risultato si utilizzano delle braghe con fori asolati che permettono un certo gioco ai chiodi che le

fissano alle aste e, di conseguenza, la possibilità a quest'ultime di deformarsi indipendentemente le une dalle altre (Fig. 4.15 e Fig. 4.16).

Fig. 4.15 Staffa forata.

Fig. 4.16 Staffa asolata.

In entrambe le capriate gli arcarecci della copertura poggiano direttamente su tutta la lunghezza dei puntoni, provocando la nascita di un momento flettente che si somma alle azioni assiali e di taglio. Questa situazione è oggi evitata in ogni modo perché molto pericolosa per i puntoni, già soggetti al fenomeno di instabilità a causa della compressione. Quando un elemento è soggetto a compressione si deforma in direzione del piano con inerzia minima della sezione trasversale, in relazione anche ai vincoli a cui è soggetto, "spanciandosi". Se le deformazioni in questo senso sono troppo elevate, l'asta si rompe ancora prima di raggiungere il suo massimo stato tensionale (Fig. 4.174). Il fenomeno è dovuto alla contrapposizione di due momenti:

- un momento instabilizzante generato dallo sforzo assiale *N* applicato all'asse della struttura deformata, a una distanza *v(z)* da quello della struttura iniziale che tende a incurvarla ulteriormente;
- un momento stabilizzante che invece cerca di raddrizzarla e che dipende dalle proprietà elastiche e geometriche dell'asta.

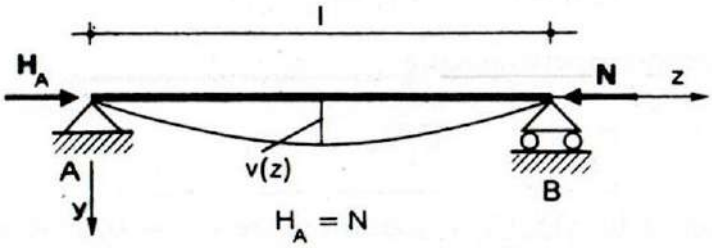


Fig. 4.17 Asta appoggio-carrello soggetta a sforzo assiale N.

Dunque il momento flessionale derivante dagli arcarecci si aggiunge al primo, amplificando il fenomeno e facendo collassare la struttura molto prima di quanto consentirebbe la sua resistenza. Tutti questi parametri si possono relazionare grazie alla legge di Eulero:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{{l_0}^2}$$

con:

N_{cr} carico critico, è il massimo valore di compressione che l'asta può sopportare prima di rompersi per instabilità;

E modulo elastico del materiale;

I_{min} momento d'inerzia minimo della sezione trasversale;

l_0 lunghezza libera d'inflessione; è la lunghezza dell'asta moltiplicata per un coefficiente in base ai vincoli a cui l'elemento è sottoposto.

Tuttavia le regole di proporzione che si seguivano ai tempi di Sansovino sovradimensionavano le strutture[10] e infatti la sezione dei puntoni è molto più grande del necessario e con essa anche il suo momento d'inerzia, aumentando notevolmente la stabilità globale dell'asta.

La storia dei due "*squeri*" continua e attraversa il '900, periodo in cui subiscono i maggiori danni a causa delle Guerre Mondiali e dell'assenza di manutenzione. Solo alla fine degli anni '80, quando il collasso sembra imminente, viene avviato un grosso restauro da parte della soprintendenza dei beni culturali, diretta dall'architetto M. Piana che le riporta all'antico splendore (Fig. 4.18; Fig. 4.19).

[10] (Piana, Le Gaggiandre nell'Arsenale di Venezia. Il consolidamento della carpenteria lignea, 2002)

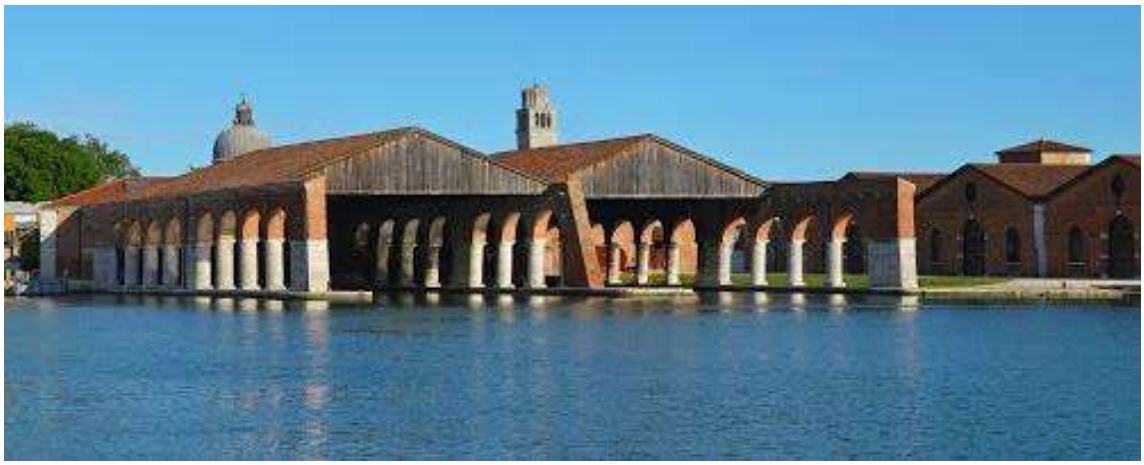


Fig. 4.18 Visuale delle Gaggiandre dalla darsena interna dell'Arsenale.

Fig. 4.19 Visuale interna delle Gaggiandre sulla darsena.

Nel 2013 il comune di Venezia ha acquistato il 79% dell'area dell'Arsenale dal Ministero della Difesa per poter reintegrare la zona, rimasta sempre chiusa ai cittadini, con il resto della città attraverso progetti di rigenerazione urbana.[11]

Sono proprio queste le Gaggiandre viste e studiate dall'architetto Mar da cui trasse ispirazione per il terminal dell'aeroporto Marco Polo del 2002. Riprese la loro forma, la

[11] (Comune di Venezia - Arsenale, s.d.)

loro ripetitività e i loro colori, ma utilizzò una struttura più moderna in legno lamellare, acciaio e vetro. L'elemento chiave della copertura è ancora una capriata, ma di tipo Polonceau rielaborata, che usufruisce delle conoscenze e delle tecnologie attuali fin dalla progettazione (Fig. 4.20).

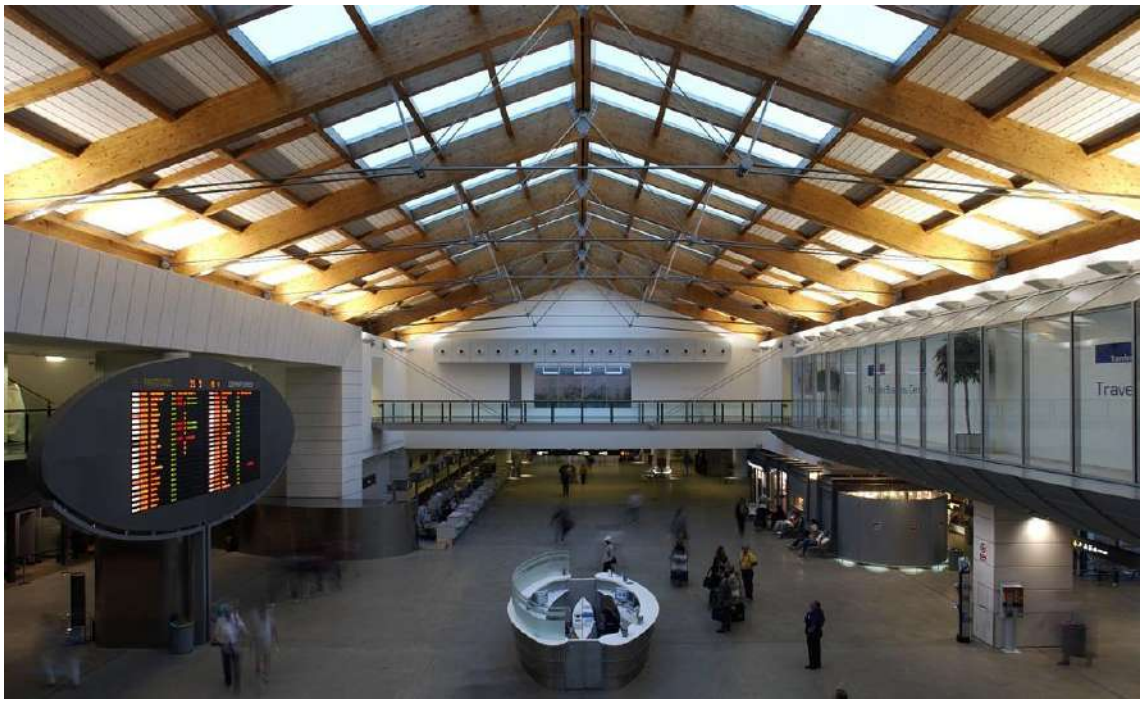


Fig. 4.20 Ingresso del terminal dell'aeroporto Marco Polo di Venezia.

La struttura è costituita da lunghi puntoni in legno lamellare, da montanti formati da barre d'acciaio e da una catena doppia e tiranti realizzati con cavi di acciaio che coprono una luce molto simile a quella delle Gaggiandre (26 m circa). Il legno lamellare è costituito da tante assi[12] incollate tra di loro, ciò permette di costruire travi molto lunghe e delle sezioni con un rapporto di base-altezza non influenzato dalle dimensioni del tronco originale. Inoltre dividere il materiale in tante parti per poi riassemblarle permette di eliminare i problemi classici del legno massiccio, come ad esempio la possibilità della presenza di nodi all'interno della trave che riduce localmente le caratteristiche.

La catena è divisa in tre tratti, di cui i due esterni sono composti ognuno da una doppia fila di cavi, così come i tiranti.

Il comportamento di questa capriata non è molto diverso da quella restaurata a fine Ottocento perché anche in questo caso (come si può vedere in Fig. 4.20) gli arcarecci

[12] generalmente di larghezza non superiore ai 20 cm.

trasmettono il peso della falda per tutta la lunghezza del puntone, generando su di essi momenti e tagli oltre alla compressione. Il fenomeno d'instabilità non costituisce un grande problema poiché grazie al legno lamellare si può realizzare una sezione trasversale di grandi dimensioni e momenti d'inerzia.

Molto probabilmente questa scelta progettuale è stata compiuta per realizzare una struttura visivamente molto leggera e poco impattante, ma d'altro canto se si fossero infittite le maglie formate da montanti e tiranti si sarebbe potuto ottenere una capriata i cui elementi avrebbero avuto una sezione molto più piccola. Se infatti si fossero create più maglie, gli arcarecci si sarebbero potuti posizionare solo in prossimità delle cerniere del puntone, generando una capriata intesa come vera e propria reticolare piana (Fig. 4.21).

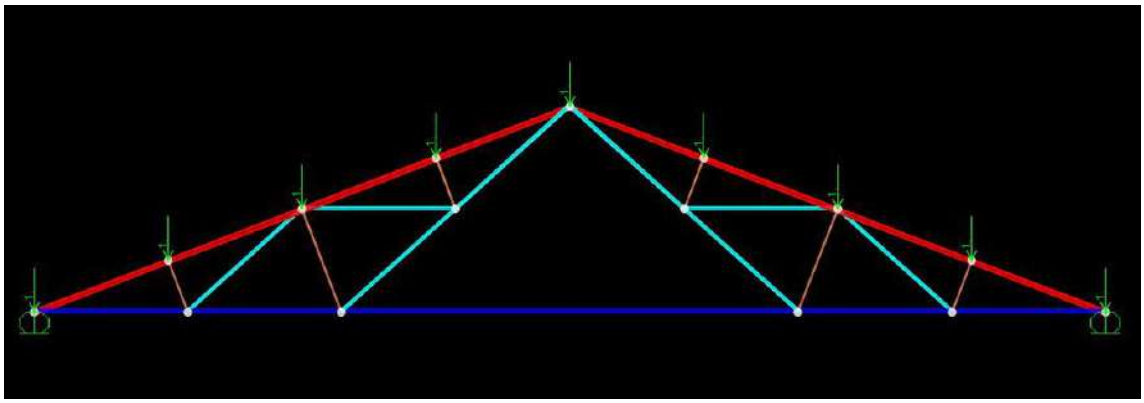


Fig. 4.21 Struttura reticolare (capriata Polonceau) caricata solo ai nodi.

Queste sono strutture isostatiche, caricate solo sui nodi e non sulle aste, cosicché gli sforzi assiali siano gli unici presenti, garantendo un dimensionamento molo minore delle aste compresse, che si traduce in minor materiale usato, minor peso e, generalmente[13], risparmio economico (Fig. 4.22 e Fig. 4.23).

[13] A parità di materiale

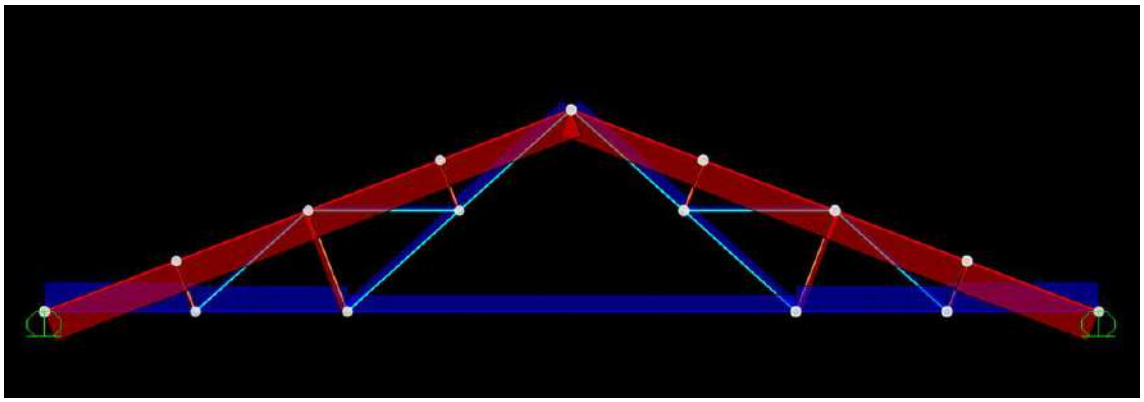


Fig. 4.22 Sforzi assiali agenti sulla reticolare, in rosso la compressione e in blu la trazione.

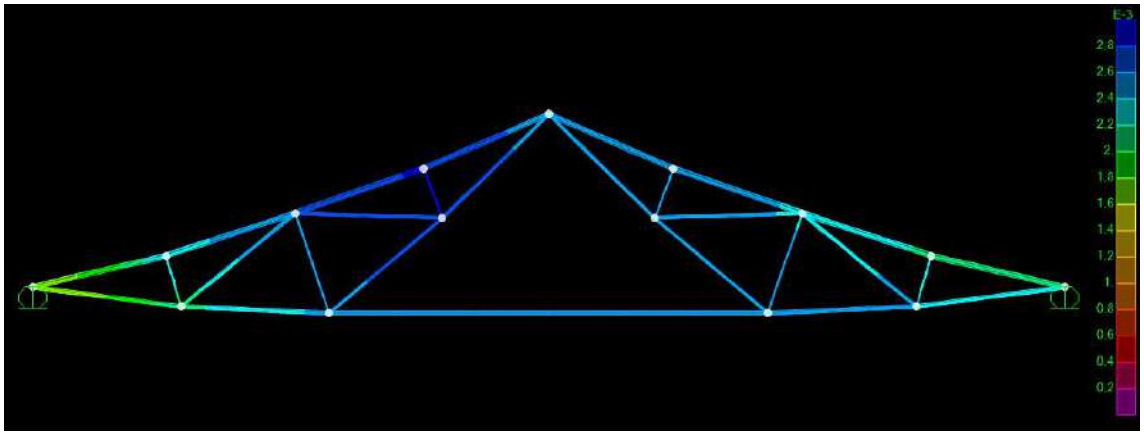


Fig. 4.23 Deformata della Polonceau, la scala cromatica definisce l'intensità degli spostamenti (in mm).

4.4 LE GAGGIANDRE OGGI, PROGETTO PER IL TERMINAL

Oggigiorno il termine capriata viene spesso usato per indicare una struttura reticolare piana; la funzione è sempre la stessa[14], così come le azioni che esplicano sui setti murari o sui pilatri che le sorreggono sono sempre e solo verticali: ciò che cambia è lo stato di sollecitazione interno delle aste che le compongono, come già spiegato.

Nel tempo anche i materiali che le costituiscono sono cambiati. Possono essere realizzate totalmente in acciaio, alluminio, legno o da una loro combinazione, scegliendo il materiale in modo opportuno in base alle necessità. Tutto ciò è possibile anche grazie a

[14] anche se in generale le reticolari hanno un campo di applicazione molto più ampio. Con queste strutture si realizzano travi che altrimenti risulterebbero troppo pesanti e tutte quelle costruzioni definite "*travature*", come ad esempio i ponti a traliccio.

innovazioni tecniche nei collegamenti che si sono sviluppate soprattutto nell'ultimo secolo; per esempio si possono facilmente realizzare delle cerniere in strutture in calcestruzzo armato, solitamente contraddistinte da nodi a incastro, o ricreare l'unità materiale tra due pezzi di acciaio distinti con la saldatura. Di quest'ultima esistono diverse tipologie ma il meccanismo di base è circa stesso: tra due elementi metallici che devono essere collegati s'inserisce del "*materiale d'apporto*[15]" e il tutto viene riscaldato a temperature molto alte, così da fondere insieme le parti. È uno strumento molto potente, che garantisce una miglior tenuta rispetto alle classiche bullonature, ma deve essere usato con estrema attenzione e in particolari condizioni altrimenti può generare delle discontinuità locali che aumentano la fragilità del materiale. Per questo motivo ormai la saldatura viene utilizzata quasi esclusivamente in officina, dove è più facile creare un ambiente adatto, e solo successivamente i tratti di reticolare vengono portati in cantiere e assemblati tra loro con bullonature. Un altro pregio della saldatura è la leggerezza del collegamento rispetto a uno bullonato.

Se si considera una struttura con solo nodi bullonati, il peso dei suoi collegamenti può arrivare al 10% del peso complessivo delle aste, mentre in caso di saldature esso è del 4%. In questo modo si può notevolmente ridurre il peso totale, riducendo la sollecitazione delle aste che quindi possono avere una sezione minore, alleggerendo ancora la reticolare. Questi materiali, metodologie di collegamento e modalità di carico permettono di coprire luci come quelle delle Gaggiandre (25m circa) con estrema facilità, fino ad arrivare a massimi di 80/100 m, come accade per esempio nel Mediolanum Forum di Assago progettato nel 1990, attualmente tra i più grandi d'Europa (Fig. 4.24 e Fig. 4.25).

Fig. 4.24 Copertura del Mediolanum Forum vista dallo SkyPoint.

[15] Della stessa natura dei due pezzi.

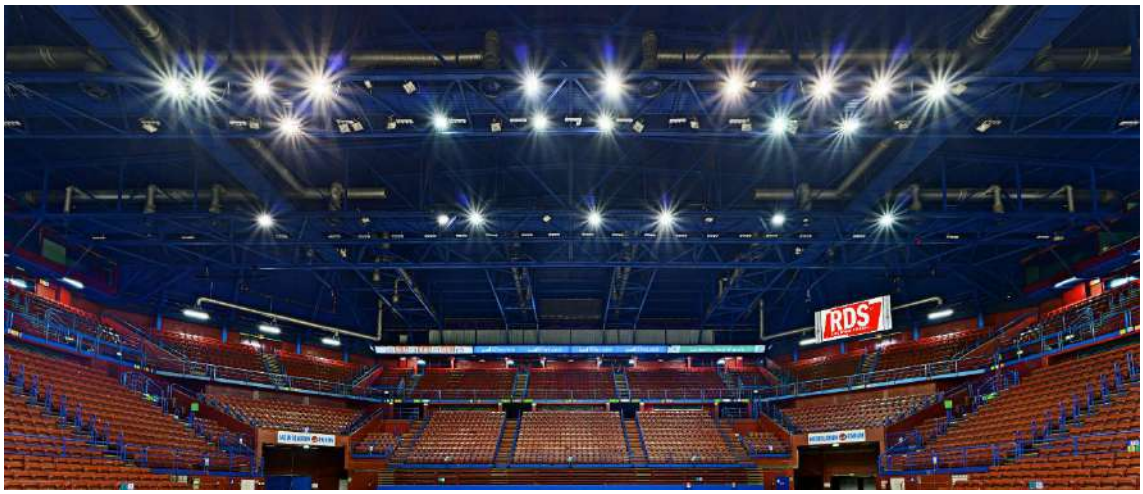


Fig. 4.25 Copertura del Mediolanum Forum vista dal parterre.

In questo contesto si colloca il progetto svolto dallo studio Oneworks, dove ho svolto il tirocinio curricolare previsto dal corso di studio. Come più volte ripetuto il progetto di Mar è dimensionato per poter ospitare un flusso massimo di 6 milioni di passeggeri all'anno, ma al momento il Marco Polo ne ospita 8 milioni con un trend di crescita che lo porta oltre gli 11 nel 2021. Per questo motivo anche tutta la zona land side, ancora più dell'Air side, è sottoposta ad un ampliamento che prevede la costruzione di 3 aree che affiancano l'aerostazione esistente:

- galleria Forecourt, in cui si realizza lo scambio intermodale;
- terminal per i passeggeri Shengen a nord;
- terminal extra-Shengen a sud.

Questi nuovi elementi s'inseriscono con continuità nel contesto architettonico già ben consolidato dell'attuale edificio e, per ciò che riguarda i due terminal, riproponendo nuovamente la forma esterna a falde delle Gaggiandre dell'Arsenale veneziano ai passeggeri appena scesi dall'aereo. Viene mantenuta l'attuale scansione della facciata generata dalle falde del tetto che si susseguono l'una all'altra secondo un modulo di 12 m, ma quello che cambia è il loro sviluppo in profondità e la struttura che le sorregge. Infatti se le falde di Mar hanno sempre la stessa altezza (3 m) lungo tutta la profondità del progetto, quelle proposte da Oneworks partono dal fronte sui piazzali con la stessa altezza per poi rastremarsi sempre di più verso il vertice che si trova sul lato opposto, costituendo nel disegno in pianta un triangolo. Il vertice opposto ai piazzali si trova ad una quota di circa 3 metri sotto il vertice della capriata sul fronte, cosicché il colmo abbia una pendenza.

Un'ulteriore elaborazione proposta riguarda lo spazio tra due falde consecutive nel momento in cui queste si rastremano verso il vertice; in questa zona è inserita una "contro-copertura" che, partendo dal fronte piatto del land side alla stessa quota del vertice di convergenza, si alza gradualmente fino a circa metà lunghezza, raggiungendo lo stessa quota del colmo principale; dopo di che inizia ad abbassarsi, ricollegandosi alle falde principali sul fronte dei piazzali nel loro punto in comune (Fig. 4.26, Fig. 4.27, Fig. 4.28).

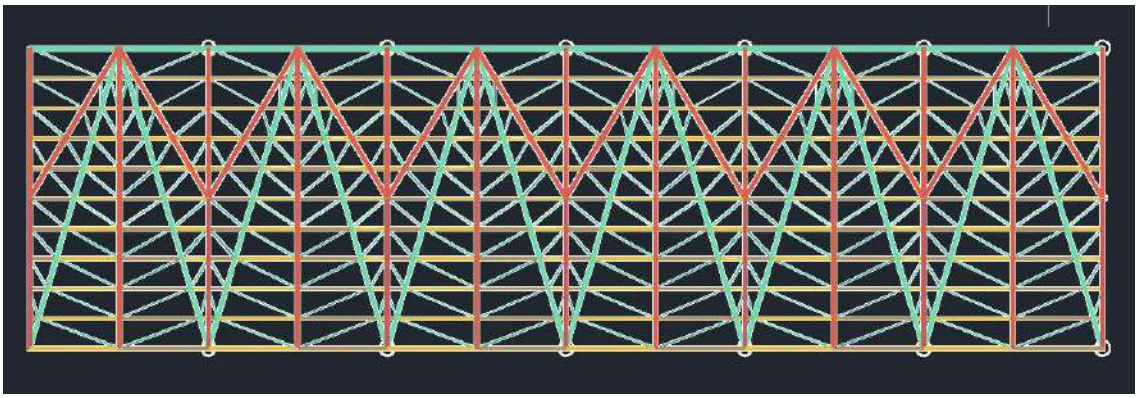


Fig. 4.26 Pianta del progetto di massima di Oneworks per la copertura del terminal.

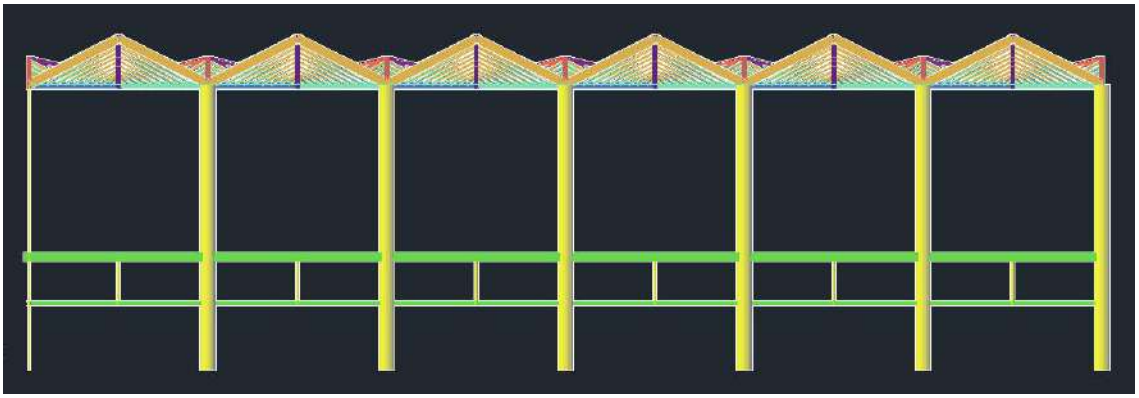


Fig. 4.27 Fronte Air side del progetto di massima di Oneworks per la copertura del terminal.

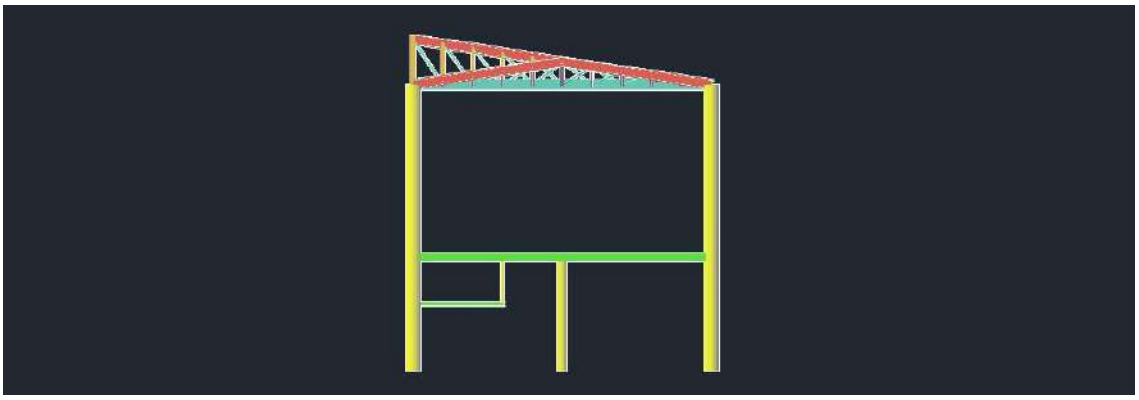


Fig. 4.28 Prospetto laterale del progetto di massima di Oneworks per la copertura del terminal.

La struttura che viene utilizzata è molto particolare e si colloca a metà tra le strutture finora studiate. La facciata sui piazzali è costituita da una capriata molto semplice a due puntoni e una catena, mentre tutte le falde (principali e non) sono formate da più strutture reticolari piane collegate, i cui estremi si appoggiano alla capriata stessa e a una travata continua sul lato land side (Fig. 4.29).

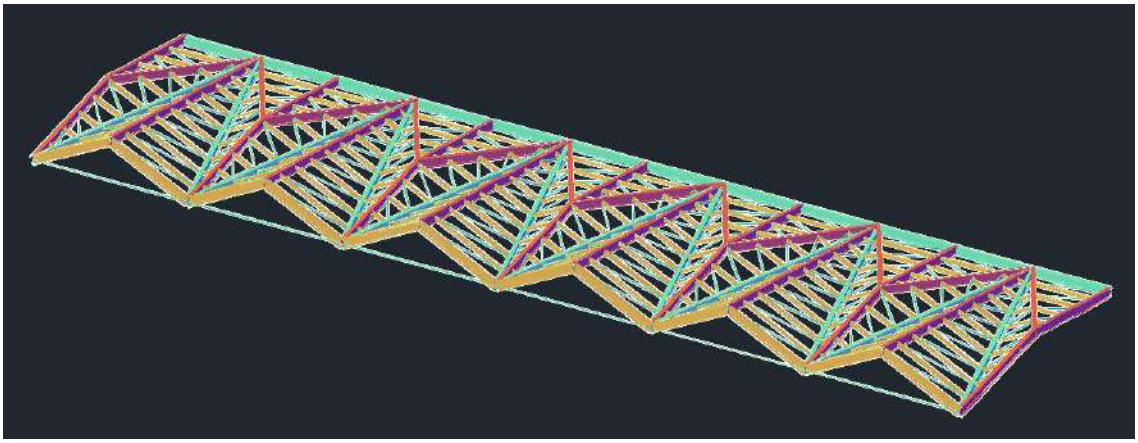


Fig. 4.29 Assonometria della copertura del progetto di massima di Oneworks.

È stata adottata questa scelta perché consente molta più libertà in pianta; infatti la profondità dei due nuovi terminal varia dai 40 m, nel punto di congiunzione con il terminal esistente, fino ai 20 m, dove la lunga stecca dell'edificio è ruotata di 45° rispetto alla prima parte (Fig. 4.30).

Infatti, a differenza di una struttura reticolare, l'uso dei tradizionali schemi scatolari su cui poggiano le capriate non sono adatti a coprire queste zone trapezoidali le cui dimensioni variano continuamente.

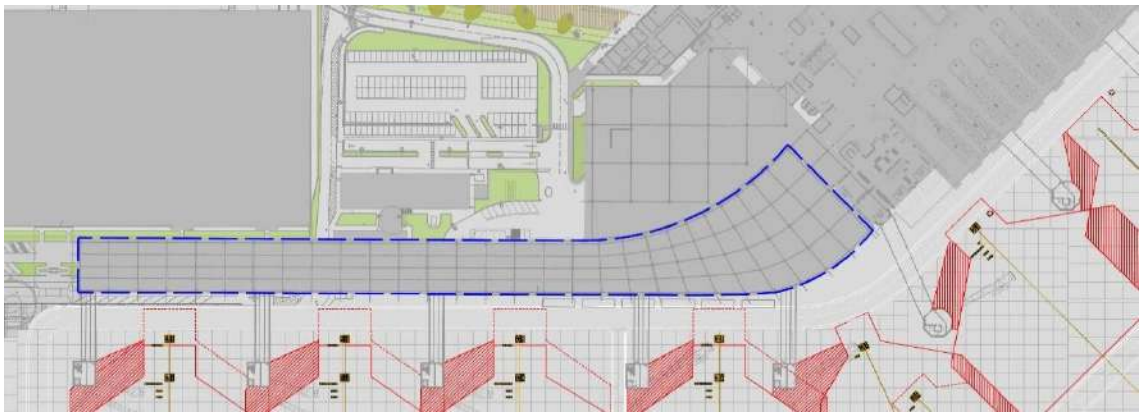


Fig. 4.30 Inquadramento del terminal extra-Shengen (evidenziato in Blu)

4.5 UN'ALTERNATIVA

4.5.1 La proposta progettuale

La copertura progettata da Oneworks è stata creata per coprire un'area di luce e 12 m e profondità 20 m, ripetendosi in successione una all'altra. Nel momento in cui la seconda dimensione aumenta le deformazioni della copertura diventano eccessive, per questo si è inserita un'altra fila di pilastri intermedi nei punti in cui la contro-falda raggiunse la sua massima altezza (Fig. 4.31).

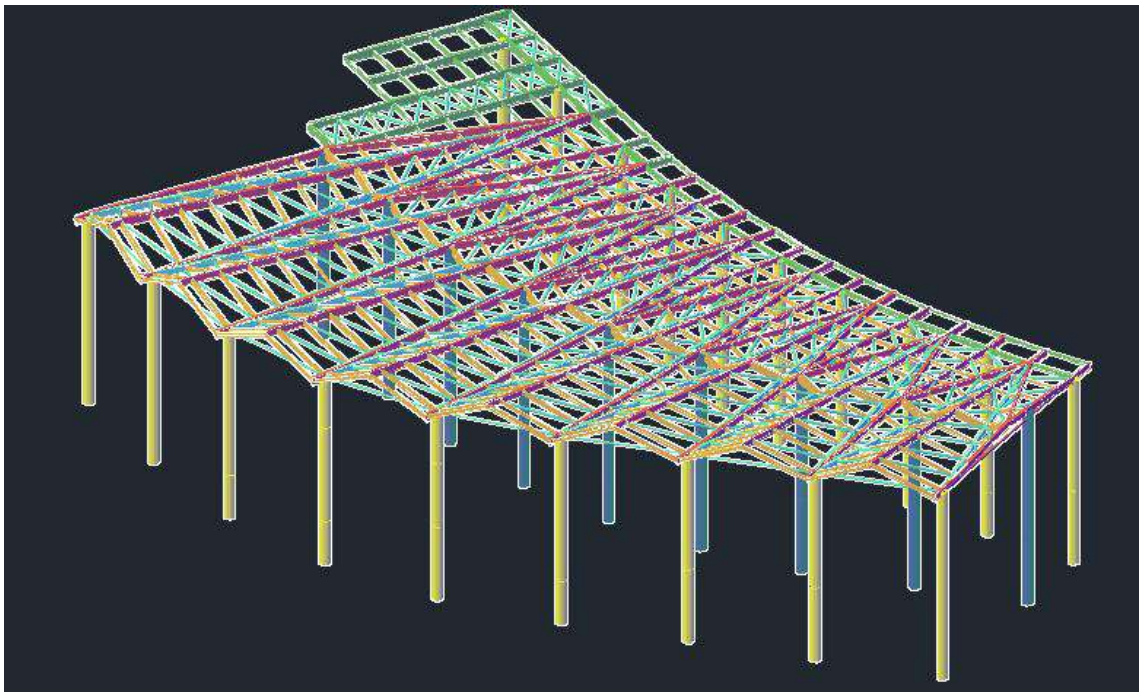


Fig. 4.31 Zona in cui il terminal si allarga, in blu sono evidenziati i pilastri in più che vengono inseriti.

In questa tesi si vuole proporre una struttura alternativa che conservi le sue peculiarità in ogni punto del terminal, senza la necessità di interventi locali e che possa offrire dei vantaggi economici, di cantierizzazione e ambientali rispetto a quella dello studio di progettazione. È uno studio di fattibilità in cui si cerca di capire se sia possibile realizzare una copertura che veramente possa raggiungere lo scopo. Per raggiungere tali obiettivi viene spontaneo scegliere una struttura modulare i cui elementi siano il più possibile uguali e che possano venire aggiunti o sottratti per adeguarsi alle dimensioni richieste. È anche bene scegliere un materiale leggero, con buone prestazioni meccaniche e resistente agli agenti atmosferici (si ricorda che l'aeroporto si affaccia direttamente sul mare). Per

tutta questa serie di motivi si opta per l'utilizzo di una struttura reticolare spaziale in alluminio[16].

4.5.2 Strutture reticolari spaziali

Le strutture reticolari spaziali possono essere considerate come lo sviluppo tridimensionale delle travi reticolari piane. Dall'intersezione di almeno due ordini di quest'ultime si genera un reticolo di travi capace di coprire grandi luci con un peso molto ridotto. Come già spiegato le reticolari, sia piane che spaziali, sono caratterizzate da una diffusione uniforme delle tensioni interne sotto forma di sforzi assiali, garantendo così una maggiore affidabilità rispetto ad altre strutture. Se per esempio, entro certi limiti, ci fossero sovraccarichi o piccoli danneggiamenti locali, tra le maglie si creerebbe subito un nuovo equilibrio garantendo ancora la funzionalità dell'opera[17]. Come quelle piane, anche le reticolari spaziali sono create per sfruttare il concetto di "*rigidità per forma*", ovvero sono costituite da tanti elementi che da soli si deformerebbero troppo, ma vengono disposti in maniera tale che il risultato finale costituisca una struttura con un momento d'inerzia molto maggiore e che quindi tenda diminuire notevolmente gli spostamenti. È lo stesso principio che permette ad un foglio di carta piegato a fisarmonica per la sua lunghezza di reggersi in piedi da solo. Se si considera la sua massa composta da tanti punti si nota che nel primo caso essi sono concentrati su un piano e il suo momento d'inerzia è basso, nel secondo caso invece vi è una loro distribuzione al di fuori di questo piano, cosa che aumenta l'inerzia totale del foglio. Di seguito sono riportati alcuni esempi di reticolari in ordine di complessità crescente. Il primo (Fig. 4.32.a) prevede l'impiego di due ordini di travi tra loro perpendicolari e paralleli ai lati della struttura; nel secondo (Fig. 4.32.b) i correnti inferiori sono sfalsati di metà maglia rispetto a quelli superiori, così come i nodi, ottenendo un elemento base di forma piramidale in cui ad ogni nodo confluiscono 8 aste, detto modello Osaka. Definendo l'interasse tra i nodi in pianta λ, e assumendo un'altezza del grigliato pari a $\boldsymbol{\lambda//\sqrt{2}}$, tutte le aste, comprese le diagonali, hanno la stessa lunghezza. Infine la Fig. 4.32.c mostra la pianta di un sistema composto da elementi piramidali a base triangolare, modello Friedman[18].

[16] Per un approfondimento su questo materiale si veda "- L'alluminio"
[17] (P.Pozzati, 1977)
[18] (Floridia, 2003)

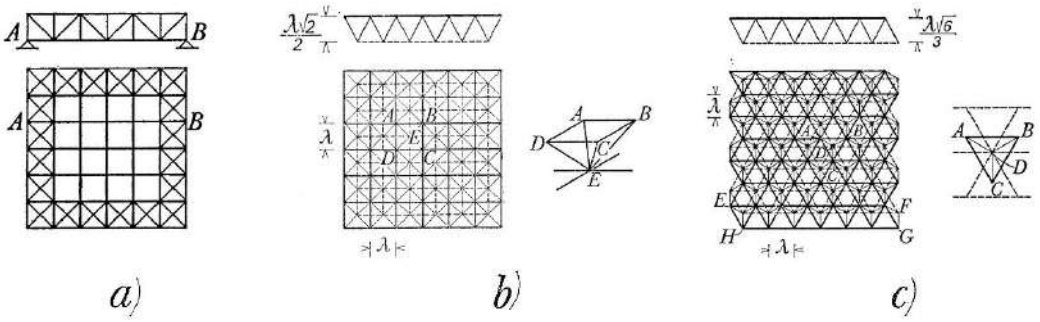


Fig. 4.32 Esempi di strutture reticolari.

Tuttavia, mentre il loro sviluppo planare è generalmente isostatico, le reticolari spaziali sono strutture fortemente iperstatiche a causa del numero aste afferenti ad ogni nodo. Definendo "a" il numero delle aste, "v" il numero dei vincoli esterni e "n" il numero dei nodi si ha che un sistema è staticamente determinato se:

$$a + v = n$$

Considerando il minor numero di vincoli esterni per fissare un corpo nello spazio, allora v=6

$$a = 3n - 6$$

Così per il reticolo della Fig. 4.32.b si ha:

- *a* = 84 (correnti superiori) + 60 (correnti inferiori) + 144 (diagonali) = 288
- *n* = 49 (nodi superiori) + 36 (nodi inferiori) = 85

La struttura è $288 - 3 \cdot 85 + 6 = 39$ volte iperstatica, considerando che i momenti delle aste sono nulli le iperstaticità diminuiscono ma il loro numero è ancora molto elevato rendendo quindi opportuno l'uso di un software di calcolo. Il miglioramento delle prestazioni dei computer negli ultimi anni ha consentito la possibilità di svolgere operazioni sempre più complesse in minor tempo e non è un caso che questa tipologia di struttura abbia trovato una larga applicazione solo nell'ultimo ventennio.

Un aspetto fondamentale durante la progettazione di queste strutture è la realizzazione dei nodi a cui si collegano le aste, solitamente con sezione cava. Esistono diverse tipologie di nodo, ognuna delle quali è brevettata, alcuni esempi sono:

- Mero (Germania, Fig. 4.33) formato da sfere di acciaio con 18 fori filettati in cui s'infilano e bloccano le aste per mezzo di bulloni ad alta resistenza;
- Oktaplatte (Germania, Fig. 4.34) e Nodus (Gran Bretagna, Fig. 4.35) sono costituiti da elementi cavi ma con un diverso metodo di fissaggio;

– Unistrut (USA, Fig. 4.36), impiegato per i profili a C.

La prima è quella a cui si fa riferimento nel progetto modificandola leggermente[19] perché è molto rapida e conveniente come si è dimostrato nella costruzione dell'auditorium a Longview in Texas (USA) del 1953. La sua copertura è una cupola di con circa 100 m di diametro e 30 m di altezza il cui montaggio completo richiese all'epoca soltanto 30 giorni.

Fig. 4.33 Nodo Mero.

Fig. 4.34 Nodo Oktaplatte.

Fig. 4.35 Nodo Nodus.

Fig. 4.36 Nodo Unistrutt.

Queste strutture permettono di coprire grandi luci, anche superiori a 100 m, e senza avere particolari problemi di montaggio. Il peso di una tale copertura in acciaio è di 1 kN/m², mentre per luci vicine ai 30 m scende intorno ai 0,2 kN/m².[20]

Ora si considerino due reticolari spaziali soggette alle stesse condizioni esterne. Nella prima le aste sono progettate in modo tale che ognuna abbia la minima sezione necessaria ad assorbire gli sforzi a cui è soggetta, nell'altra tutte le aste hanno le stesse dimensioni di quella più sollecitata. Grazie alla diffusione uniforme dei carichi puntuali in tensioni interne, la seconda struttura ha sollecitazioni molto simili alla prima, commettendo così

[19] Per dettagli si veda il capitolo 4.5.4 La progettazione.

[20] (P.Pozzati, 1977)

un piccolo errore di sovradimensionamento in fase progettuale. Scegliendo la seconda metodologia, dal punto di vista strutturale si ha un maggiore grado di sicurezza poiché si hanno delle aste progettate per resistere a carichi maggiori di quelli reali. Inoltre, il processo produttivo degli elementi avviene più rapidamente così come il montaggio in cantiere grazie all'uniformità di aste e nodi. Infine si ha anche un risparmio economico, poiché non dovendo produrre pezzi "ad Hoc" per ogni singola maglia, il costo totale dell'opera diminuisce.

Un'ultima nota per il predimensionamento della struttura reticolare riguarda il rapporto tra l'altezza della reticolare e la luce della copertura: esso può variare in funzione della rigidezza da circa 1/15 a 1/30 della luce, giungendo fino a 1/40 nel caso di strutture curve.

4.5.3 Linee guida del progetto

A partire dal progetto di Oneworks si è deciso di mantenere il modulo di 12 m costituito da due falde che sul lato air-side disegnano un timpano alto 3 m, in continuità con il concept delle Gaggiandre, che poi scendono progressivamente fino all'altra estremità del terminal, convergendo in un unico punto e generando in pianta uno schema triangolare. Il grande cambiamento nella forma riguarda la semplificazione della parte tra un modulo e l'altro eliminando il sistema di contro-falde che appaiono come oggetti poco visibili che aumentano il peso totale. Infatti dall'esterno del terminal i passeggeri possono osservare questo gioco architettonico solo durante le brevi manovre di decollo o di avvicinamento dai finestrini dell'aereo, mentre quando si trovano sul piazzale, pronti a imbarcarsi o a scendere, momento in cui avrebbero tutto il tempo necessario per guardarle, la loro linea di visuale è molto bassa e l'andamento del tetto viene coperto dai grandi timpani del fronte air-side. Internamente invece la struttura di supporto alla copertura viene nascosta da un controsoffitto impedendo quindi in ogni modo che possono essere viste. Inoltre con questo sistema si aumenterebbe la quantità di materiale utilizzato, il peso della struttura e la superficie su cui gravano carichi variabili come la neve.

Sulla base di questa decisione si è ipotizzato il primo schema strutturale per la reticolare (Fig. 4.37).

Le due falde sono sorrette da tre macro-elementi di spessore ridotto che corrono per tutta la loro lunghezza, congiungendo il vertice con il timpano. Questi correnti (due alla base e uno come colmo) e il timpano sono composti da aste in alluminio collegate tra loro a formare tante maglie di dimensioni uguali (Fig. 4.38). Esse sono state oggetto di uno

studio preliminare sulla variazione di misura dei macro-elementi in base alla profondità dei moduli, così da ottenere delle aste di lunghezza circa costante che dividano i correnti in più parti.

Come si può vedere in (Fig. 4.38) il primo modulo del terminal extra-Schengen[21] è diviso in 16 maglie lunghe circa 3 m che si ripetono per tutta la lunghezza della copertura, il secondo invece ne possiede 15 ma sempre delle stesse misure del primo e così via fino a alle campate con una profondità di 20 m, costituite da 7 maglie. Lo studio è stato eseguito per poter standardizzare la linea di produzione delle aste per ridurre quindi i costi.

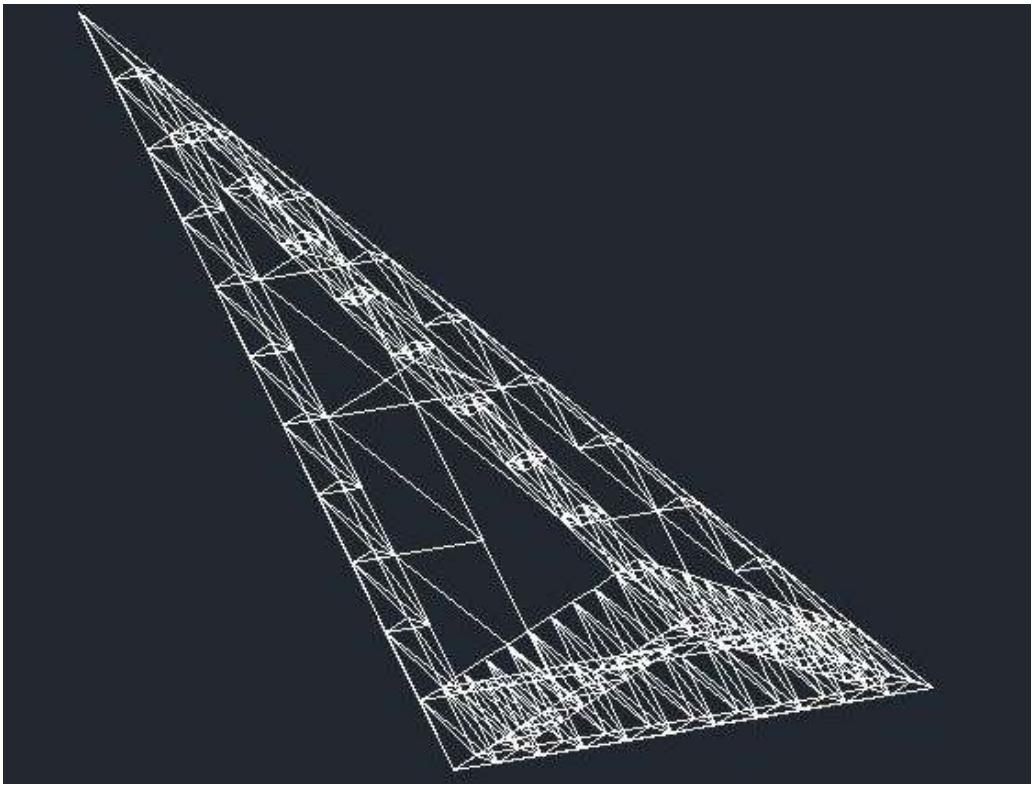


Fig. 4.37 Schema iniziale della copertura alternativa a quella proposta da Oneworks.

[21] La numerazione dei moduli (o "*campate*") inizia dalla parte adiacente il termine esistente.

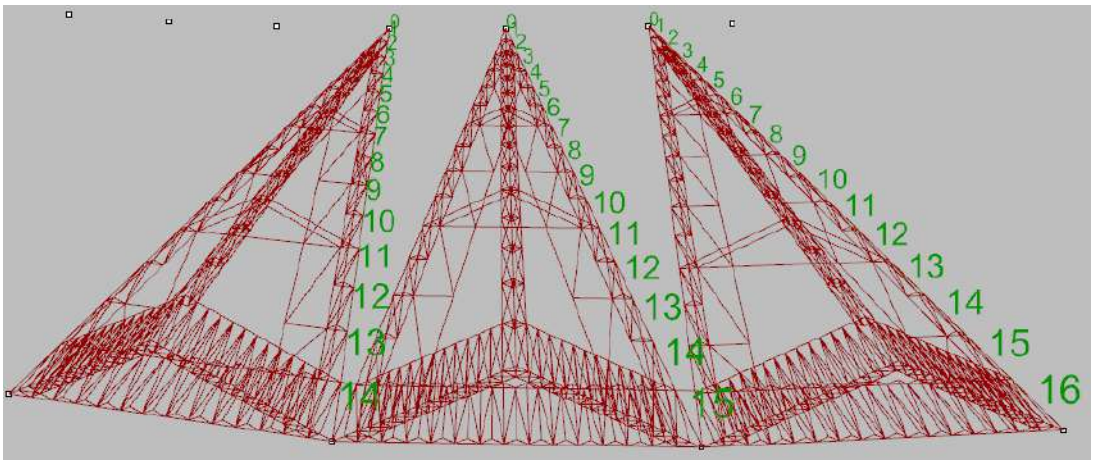


Fig. 4.38 Prime tre falde del progetto, in verde sono indicate il numero di maglie che compongono ogni campata.

In realtà ciò che abbatte sensibilmente le spese è la scelta del materiale. Il processo produttivo dell'alluminio è molto costoso, ma il suo basso punto di fusione (660°C rispetto ai 1450°C dell'acciaio) permette di creare molti tipi di leghe, ad un prezzo ridotto e personalizzabili in base alle necessità dell'opera. Rispetto a tutti gli altri materiali metallici l'alluminio può essere estruso, permettendo di ottenere dei profili con la sezione che più si adatta ai bisogni. Infine non bisogna dimenticare che pesa circa un terzo rispetto all'acciaio (2.700 kg/m^3 contro i 7800 kg/m^3) ed è praticamente immune agli agenti atmosferici, il che riduce drasticamente le spese per la manutenzione.

I collegamenti sono creati attraverso dei nodi particolari per evitare sia le bullonature, che appesantiscono l'opera e forerebbero i profili, che le saldature, più leggere ma sconsigliate per l'alluminio perché possono generare facilmente delle discontinuità locali. Sono costituiti da una sfera da cui si diramano braccia in alluminio realizzate con cilindri di diametro ϕ=6 cm in cui si avvitano le aste che hanno una filettatura opposta sulle estremità, così da rendere più veloce e facile il loro inserimento (Fig. 4.39). Il tutto è realizzato tramite il processo di fusione con stampi appositi. Questi nodi sono sempre uguali all'interno di ogni falda (circa 200 in media), ma cambiano da una all'altra al variare della luce della copertura. In questo modo si realizzeranno 8 nodi diversi in cui variano l'inclinazione delle braccia e la loro lunghezza: 7 per le zone in cui varia il numero di maglie e 1 per il fronte rettilineo.

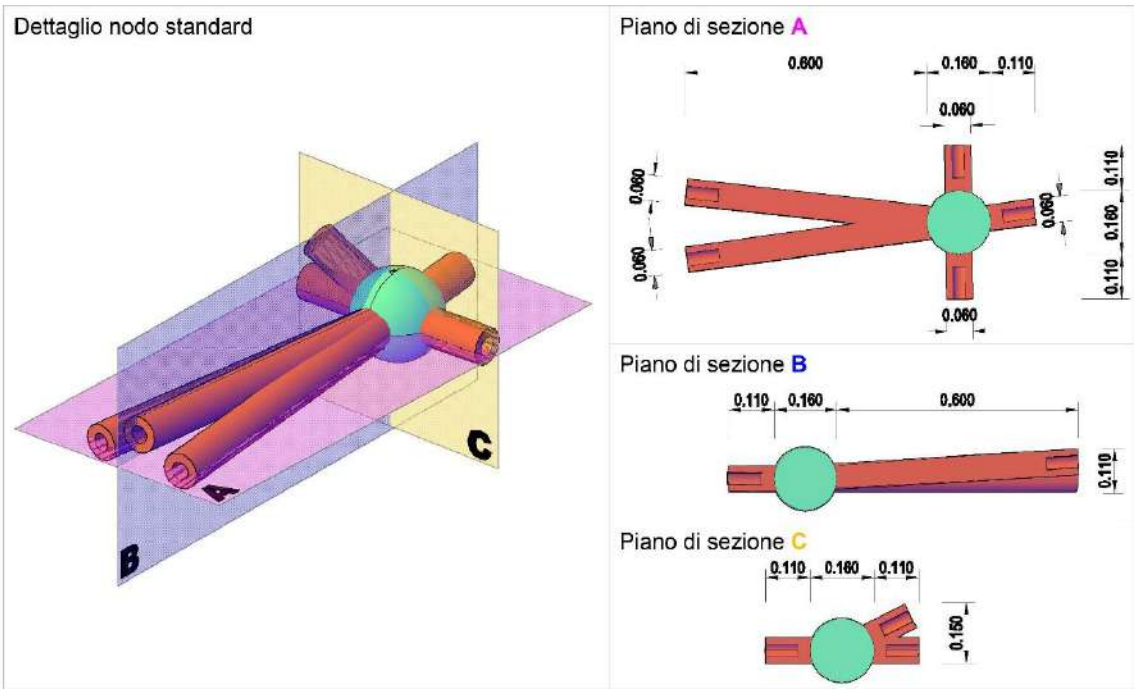


Fig. 4.39 Particolare del nodo standard composto da una sfera centrale (azzurro) e delle braccia (rosse) realizzate tramite fusione in cui si avvitano le aste della maglia. Le misure sono in mm.

L'alluminio è anche un materiale totalmente riciclabile e, in ottica di futuri adeguamenti dell'edificio, alcune parti che non saranno più necessarie potranno rientrare nel processo produttivo di altri elementi, risparmiando sul costo delle materie prime. Per tutti questi motivi ci si aspetta che la struttura che si va a progettare risulti meno costosa di quella iniziale.

Si è scelto di utilizzare una lega di alluminio-silicio-magnesio che abbia subito un trattamento termico di tempra e rinvenimento, che garantisca ottime prestazioni meccaniche e una vasta gamma di profili personalizzabili: la lega EN AW-6082 T6[22]

4.5.4 La progettazione

Il progetto si è sviluppato a partire dai quattro punti che delimitano le falde di copertura: il vertice in cui convergono tutti gli elementi sul lato di terra e i tre estremi del timpano sul fronte del piazzale, di cui due alla base dove una campata si ricollega con l'altra e il terzo in corrispondenza del colmo. Il primo modulo realizzato è stato quello della campata da 40 m poiché è il più sollecitato dai carichi e con maggiore deformazione: la struttura

[22] Si veda l'Appendice A.

che si ottiene per questa parte è, a rigore di logica, adeguata anche per tutte le altre più piccole.

Si è scelto utilizzare un programma parametrico perché risulta più comodo ripetere le strutture modificandone soltanto una parte in un secondo momento.

Inizialmente si sono collegati i punti tra di loro, ottenendo i bordi del timpano e dei tre macro-elementi, dei quali quelli alla base sono stati divisi ogni 3 m nelle 16 maglie (Fig. 4.40).

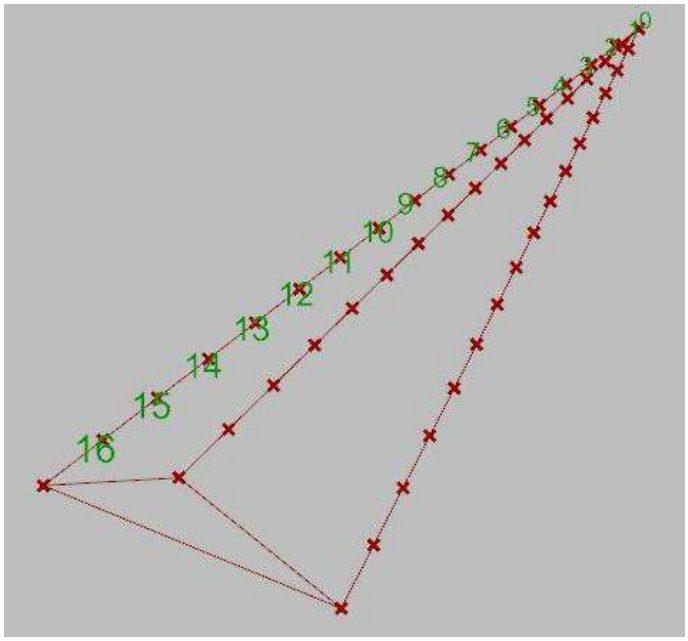


Fig. 4.40 Bordi dei macro-elementi e prima divisione in 16 segmenti.

Collegando i due punti sui correnti orizzontali più vicini al vertice di convergenza tra di loro e con il rispettivo punto appartenente al colmo si è ottenuto un piccolo triangolo. Ora si hanno le dimensioni di tutte le tre tipologie di aste necessarie per la realizzazione la struttura pianificata (Fig. 4.41).

Dopo vari passaggi in cui maglia per maglia si ricombinavano tra loro le geometrie "standard" si è giunti alla realizzazione delle prime falde.

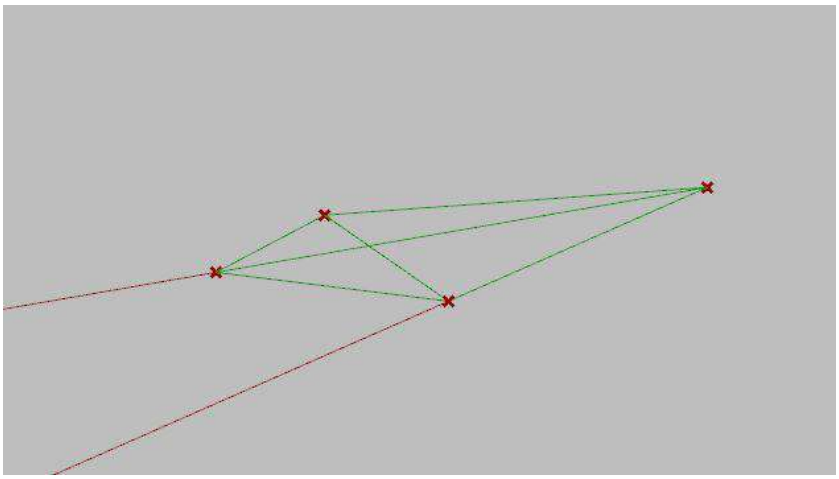


Fig. 4.41 Struttura piramidale "standard" che comprende le 3 tipologie di aste necessarie.

Questa reticolare è stata poi rinforzata sulla base con un sistema di tiranti-puntoni e ogni quattro o cinque maglie con delle tensostrutture, così da ridurre globalmente lo stato tensionale e le deformazioni (Fig. 4.42).

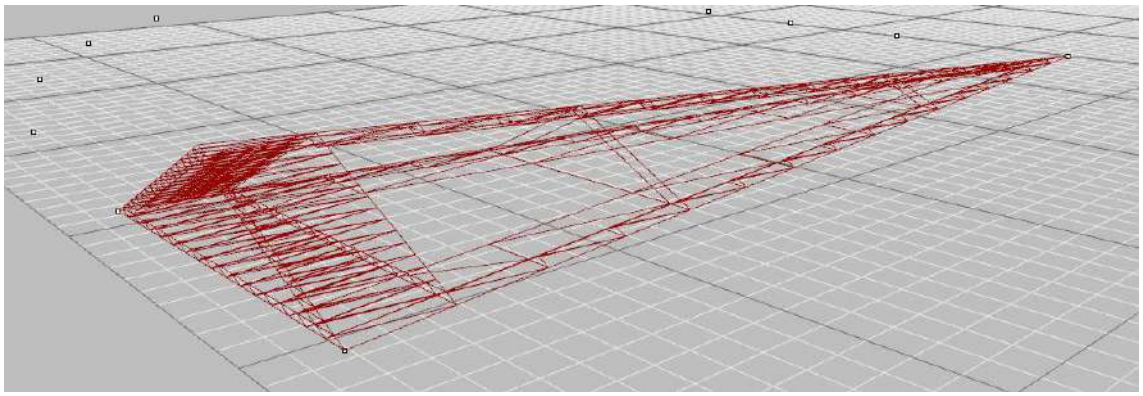


Fig. 4.42 Disegno degli assi della prima falda a partire dai 3 punti "base".

A questo punto si è divisa la superficie esterna delle due falde in "*aree d'influenza*" afferenti ad ogni nodo. Il rivestimento della copertura è collegato alla reticolare con particolari organi di connessione che scaricano il peso delle azioni esterne soltanto sui nodi, perciò ad ognuno di essi confluirà una parte del carico totale della superficie proporzionalmente alla loro distanza (Fig. 4.43 e Fig. 4.44).

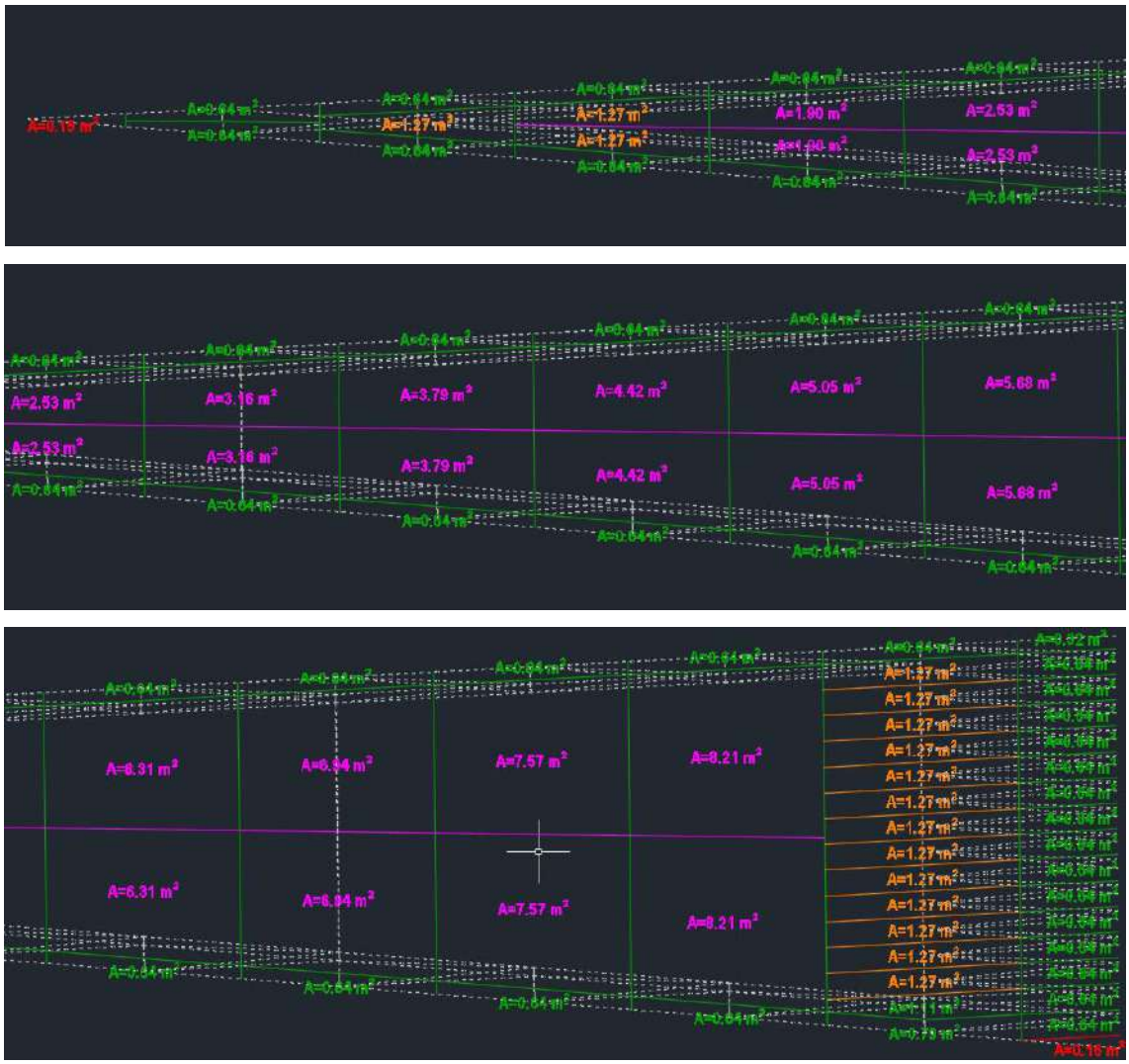


Fig. 4.43 Divisione in aree d'influenza della falda in sequenza.

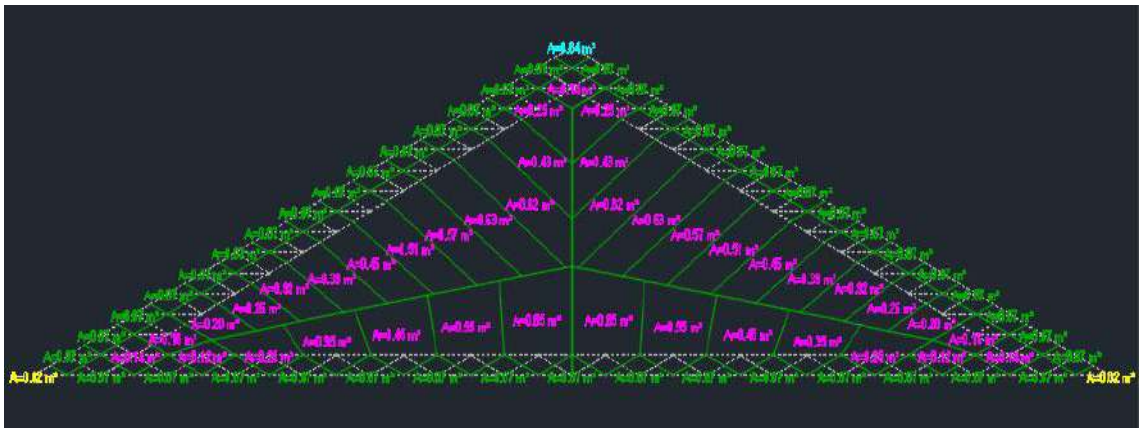


Fig. 4.44 Divisione in aree d'influenza del timpano.

Ora bisogna valutare quali siano queste azioni esterne e come si possono combinare tra di loro. Seguendo il testo delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008[23] e la relativa Circolare del 2009[24] si individuano le azioni del vento e della neve che si sommano e combinano ai pesi propri dell'oggetto. Secondo normativa le combinazioni dei carichi variano in base al fenomeno che si vuole studiare, in questo caso ci si riferisce soltanto alla combinazione dello Stato Limite Ultimo, che tiene conto di azioni molto rare nella sua vita utile e che portano il materiale alla sua tensione ultima.

Definiti:

G i carichi permanenti che agiscono durante tutta la vita della costruzione, la cui intensità nel tempo è costante. Si suddividono in elementi strutturali (G_1) e non strutturali (G_2);

Q i carichi variabili la cui intensità varia notevolmente nel tempo;

si può scrivere la combinazione:

$$P_{SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \ldots$$

dove:

$\boldsymbol{\gamma_{Qj}}$ è il "coefficiente parziale di sicurezza" relativo ad ogni azione, il suo scopo è quello di amplificare i suoi valori medi così da tutelarsi nel caso di eventi straordinari;

$\boldsymbol{\psi_{Qj}}$ è il "coefficiente di combinazione" che valuta la contemporaneità delle azioni, difficilmente avranno tutte la massima intensità nello stesso momento. Si stabilisce qual è l'azione prevalente e quali secondarie per una combinazione, poi si invertono i ruoli e si genera un'altra combinazione. Si continua così ottenendo tante combinazioni quanti sono i carichi variabili agenti.

I loro valori sono riportati nelle Tabella 4.1, Tabella 4.2.

[23] (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)

[24] (Circolare esplicativa n. 617, 2 febbraio 2009)

	COEFFICIENTE γ_f	A1 STR
Carichi permanenti	γ_{G1}	1,3
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1,5
Carichi variabili	γ_{Qj}	1,5

Tabella 4.1 Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU[25]

AZIONE VARIABILE	ψ_{0J}
Vento	0,6
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5

Tabella 4.2 Coefficienti di combinazione per i carichi variabili[16].

I carichi identificati sono il peso proprio della reticolare (G_1), il peso del manto di copertura (G_2), l'azione del vento (Q_1) e il peso della neve (Q_2). Tranne il primo tutti gli altri verranno calcolati come forze per metro quadro, così da poterli moltiplicare per le aree d'influenza. Il peso proprio della struttura viene invece inserito direttamente all'interno del software e dipenderà, di volta in volta, dalle sezioni che si useranno. Si riportano alcune caratteristiche dell'edificio che saranno poi utili:

- altezza totale dell'edificio s.l.m. (a_s) 23 m;
- altezza della capriata 3 m;
- inclinazione trasversale delle falde (α) 27°;
- inclinazione longitudinale della copertura (β) 4°;
- altitudine del sito di costruzione 2 m s.l.m.

4.5.5 Calcolo dell'azione del vento

Seguendo l'NTC 2008 la pressione del vento è definita:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

[25] (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)

q_b è la pressione cinetica di riferimento misurata in N/m^2;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma;

c_d è il coefficiente dinamico, in questo caso assunto pari a uno.

La pressione cinetica di riferimento dipende dalla velocità del vento espresso è in m/s (v_b) e dalla densità dell'aria assunta ρ=1,25 kg/m^3 in relazione tra loro secondo:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

La velocità del vento dipende dalla zona prescritta dalla normativa, in questo caso:

ZONA	DESCRIZIONE	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Veneto	25	1000	0,0 10

Tabella 4.3 Valori dei parametri di riferimento.

e poiché $a_s \leq a_0$, $v_b = v_{b,0} = 25\, m/s$.

Si può ora calcolare:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 0{,}125 \cdot 25^2 = 39\ {}^{N}/_{m^2}$$

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione. Facendo riferimento alle tabelle e grafici contenuti nella NTC 2008 risulta che l'edificio appartiene alla “Zona 1” e la classe di rugosità del suo terreno è “D”, di conseguenza la sua “categoria di esposizione” è la II. I suoi parametri per la definizione del coefficiente di esposizione sono riportati in Tabella 4.4.

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
II	0,19	0,05	4

Tabella 4.4 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

Si considera il coefficiente di topografia (c_t) pari a 1. Poiché z (altezza sul suolo dell'imposta del timpano) $\geq z_{min}$ $(23 \geq 4)$:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] =$$

$$0{,}19^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{23}{0{,}05}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{23}{0{,}05}\right)\right] = 2{,}84$$

Il coefficiente di forma c_p è definito in funzione della tipologia e della geometria della costruzione, nonché del suo orientamento rispetto alla direzione del vento; per definirlo si utilizza la Circolare applicativa del 2009. Il coefficiente di forma totale è la somma di due parametri: uno interno e l'altro esterno. Il primo dipende dall'inclinazione delle coperture e dalla direzione del vento, poiché il tetto considerato è composto da tante falde che si susseguono la normativa impone che si studino i due casi in cui il vento agisce perpendicolarmente ("Caso 1") e parallelamente ("Caso 2") alle linee di colmo[26] (Fig. 4.45)

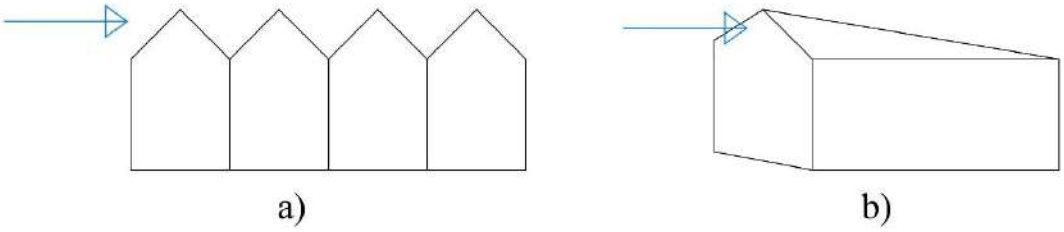


Fig. 4.45 Casistica della direzione del vento considerata: Caso 1 (a) e Caso 2 (b).

Un'altra distinzione da fare per il parametro esterno è considerare se la superficie sia sopravento o sottovento:

- per elementi sopravento con inclinazione della falda rispetto all'orizzontale di $\alpha \geq 60°$, allora $c_{pe} = +0{,}8$;
- per elementi sopravento con $20° \leq \alpha \leq 60°$, allora $c_{pe} = +0{,}03\alpha - 1$;
- per elementi sopravento con $0° \leq \alpha \leq 20°$ o elementi sottovento $c_{pe} = -0{,}4$.

Di conseguenza si hanno i seguenti coefficienti di forma esterni:

Caso 1	$c_{pe} = 0{,}03 \cdot 27° - 1 = -0{,}19$	Per falda sopravento
	$c_{pe} = -0{,}4$	Per falda sottovento

[26] D'ora in poi questi due casi verranno chiamati rispettivamente "Caso 1, vento laterale", e "Caso 2, vento frontale", poiché si considera la facciata principale quella che dà sull'airside.

Caso 2	$c_{pe} = +0{,}8$	Per falda sopravento
	$c_{pe} = -0{,}4$	Per falda sottovento

Tabella 4.5 Valori del coefficiente di forma esterno.

Per ciò che riguarda il coefficiente esterno, esso dipende dalla quantità di aperture dell'edificio. Nel nostro caso si considera apribile sostanzialmente solo il fronte sul piazzale degli aeromobili poiché è lì che si concentrano le porte che permettono la circolazione di passeggeri e merci. La superficie di tali aperture è inferiore al 33% di quella totale della facciata, di conseguenza l'edificio è definito "*non stagno*" e il suo coefficiente di forma interno è $c_{pi} = \pm 0{,}2$ a seconda che si valuti rispettivamente la facciata sopravento o quella sottovento. Sommando i parametri interni a quelli esterni si ottiene:

Caso 1	$c_p = -0{,}19 + 0{,}2 = +0{,}01$	Per falda sopravento
	$c_p = -0{,}4 - 0{,}2 = -0{,}6$	Per falda sottovento
Caso 2	$c_p = +0{,}8 + 0{,}2 = +1{,}0$	Per falda sopravento
	$c_p = -0{,}4 - 0{,}2 = -0{,}6$	Per falda sottovento

Tabella 4.6 Coefficienti di forma complessivi.

Sempre la Circolare del 2009 stabilisce che per le coperture multiple, come in questo caso, i coefficienti della componente del vento diretto perpendicolarmente alle linee dei colmi (Caso 1, di vento laterale) devono essere ridotti del 25% per:

- lo spiovente della seconda copertura sopravento;
- tutte le coperture tranne le prime due.

Non ci sono diminuzioni per la prima coppia di falde nel caso di vento perpendicolare al fronte. Poiché si sta operando sul modulo lungo 40 m che è a ridosso del terminal esistente in tutte si decurterà il 25% dell'intensità dell'azione.

Il coefficiente dinamico viene assunto, in assenza di ulteriori studi, pari a $\boldsymbol{c_d = 1}$.

Utilizzando l'equazione fornita dalla NTC e qui riportata per comodità, le azioni totali del vento sono (tabella 4.7):

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Caso 1	$p = 39 \cdot 2{,}84 \cdot (+0{,}01) \cdot 1 = +0{,}97\ {}^{N}/_{m^2}$	Per falda sopravento
	$p = 39 \cdot 2{,}84 \cdot (-0{,}6) \cdot 1 = -58{,}03\ {}^{N}/_{m^2}$	Per falda sottovento
Caso 2	$p = 39 \cdot 2{,}84 \cdot (+1) \cdot 1 = +110{,}79\ {}^{N}/_{m^2}$	Per falda sopravento
	$p = 39 \cdot 2{,}84 \cdot (-0{,}6) \cdot 1 = -58{,}03\ {}^{N}/_{m^2}$	Per falda sottovento

Tabella 4.7 Azioni del vento nei casi studiati

Si ricorda che questi carichi esercitati dal vento si considerano sempre perpendicolari alla superficie e il + e – indicano se si tratta di una pressione o una depressione.

Per normativa[27] si deve considerare anche l'azione tangenziale del vento che risponde all'equazione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

con gli stessi significati di prima per q_b e c_e, mentre c_f è il fattore d'attrito in funzione della scabrezza della superficie; in questo caso si considera $c_f = 0{,}04$.

Il risultato è:

$$p_f = 39 \cdot 2{,}84 \cdot 0{,}04 = +4{,}43\ {}^{N}/_{m^2}$$

con lo stesso significato per il segno, ma considerando tale valore parallelo alla superficie di riferimento.

4.5.6 Calcolo dei carichi della neve

Anche per la neve si fa riferimento alla NTC 2008, secondo cui il carico per unità di superfice causato dalla neve e riferito alla proiezione orizzontale della copertura è:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t$$

con:

μ_i coefficiente di forma della copertura che dipende dall'angolo d'inclinazione della falda α. Nel caso in esame $0° \leq \alpha \leq 30°$ ($\alpha = 27°$) quindi $\mu_i = 0{,}8$;

q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo, dipende dalla zona e dall'altitudine del sito rispetto al livello del mare (a_s). L'aeroporto si trova in "Zona II" ad

[27] (Circolare esplicativa n. 617, 2 febbraio 2009)

un'altezza di 2 m s.l.m. per cui il valore della neve di riferimento è $q_{sk} = 1\ {}^{kN}/_{m^2}$;

c_e è il coefficiente di esposizione dell'edificio, come per il rispettivo termine nella definizione delle azioni del vento, la zona è "battuta dai venti"[28] per cui: $c_e = 0{,}9$;

c_t è il coefficiente termico che tiene conto dello scioglimento della neve causato dalle dissipazioni di calore dell'edificio. In assenza di particolari studi e a favore di sicurezza si può considerare $c_t = 1$.

Come prima bisogna tuttavia considerare che la copertura è formata da tante falde una dietro l'altra e di conseguenza la neve non può scivolare via, ma si accumula. Per questo motivo la normativa non permette l'uso di un $\mu_i \leq 0{,}8$. D'altro canto però la zona è battuta dai venti e priva di ostacoli[29], il che porta alla scelta di un parametro di forma pari a $\mu_i = 1$.

In più se la copertura studiata è divisa in due falde si devono tenere in conto il Caso I e il peggiore tra quelli II e III della Fig. 4.46. Il primo considera la situazione in cui ci sia così poco vento che non riesce a spazzarla via, mentre gli altri due che solo una delle due falde sia soggetta alla sua azione perpendicolarmente alla linea di colmo. Data la simmetria delle falde progettate i secondi due casi coincidono e quindi si usano un $c_e = 1$ per il Caso I e dei $c_e = 0{,}5$ e $c_e = 1$ per il Caso II.

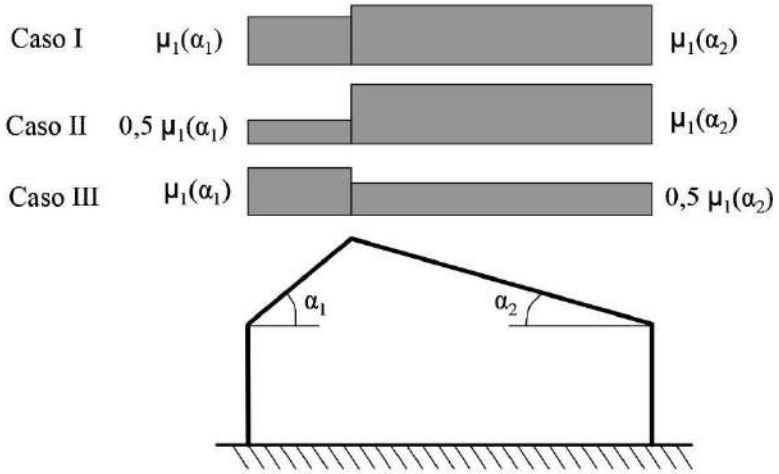


Fig. 4.46 Condizione carico della neve per copertura a due falde (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)

Si ottengono i seguenti valori:

[28] (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)
[29] Si veda la TAB.3.3.III della NTC 2008.

Caso I	$q_s = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1\,{}^{kN}/_{m^2}$	In assenza di vento sulle 2 falde
Caso II	$q_s = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1\,{}^{kN}/_{m^2}$	Per falda sottovento
	$q_s = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}5 = 0{,}5\,{}^{kN}/_{m^2}$	Per falda sopravento

Tabella 4.8 Carichi causati dalla neve

Tali valori sono considerati per una superficie orizzontale, mentre le falde hanno un'inclinazione di α=27° quindi devo proiettare il carico (Fig. 4.47):

$$q_s = q \cdot cos\alpha$$

In questo modo:

Caso I	$q_s = 1 \cdot \cos 27° = 0{,}89\,{}^{kN}/_{m^2}$	In assenza di vento sulle 2 falde
Caso II	$q_s = 1 \cdot \cos 27° = 0{,}89\,{}^{kN}/_{m^2}$	Per falda sottovento
	$q_s = 0{,}5 \cdot \cos 27° = 0{,}45\,{}^{kN}/_{m^2}$	Per falda sopravento

Tabella 4.9 Carichi della neve proiettati sulle falde

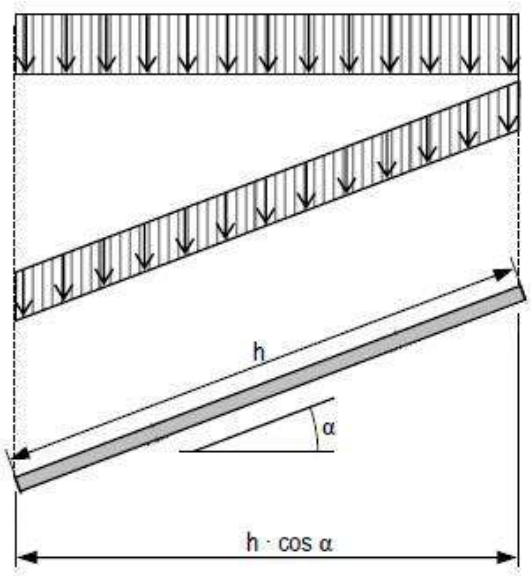


Fig. 4.47 Schematizzazione del carico della neve secondo NTC 2008 e della sua proiezione

Se proiettassi il carico perpendicolarmente alla falda trascurerei la componente di carico parallela. Tralasciare quest'ultima comporta un errore accettabile poiché la sua intensità è solitamente molto piccola. Tuttavia nel progetto si metterà in conto per completezza, anche perché tale valore si può sommare agli altri sforzi assiali, amplificando il fenomeno dell'instabilità delle aste.

4.5.7 Peso dell'involucro esterno

Per la chiusura della copertura si utilizzano dei pannelli costituiti da uno strato di materiale isolante chiuso tra due lamiere grecate il cui carico vale:

$$q_{G2} = 105 \ {}^{N}/_{m^2}$$

4.5.8 Proiezione dei carichi

Tutti questi valori sono espressi come forze per unità di superficie, ma, una volta moltiplicati per le aree d'influenza, giungono sui nodi solo come carichi concentrati (N). Prima di tutto ciò si reputa opportuno[30] proiettare i carichi del vento delle tre direzioni principali:

- X, appartenente al piano di campagna e con direzione e verso concorde a quelli del vento laterale;
- Y, sempre appartenente al piano di campagna ma con direzione e verso concorde a quelli del vento frontale;
- Z, perpendicolare al piano X-Y e uscente da questo, diretta verso l'alto;

nella terna del sistema di riferimento locale (Fig. 4.48):

- x, appartenente al piano di campagna, con direzione parallela alla falda e verso entrante in essa;
- y,; appartenente al piano di campagna, con direzione perpendicolare alla falda e verso rivolto al retro dell'edificio;
- z, perpendicolare al piano x-y e uscente da questo, diretta verso l'alto.

[30] Renderà più veloce l'inserimento dei dati nel programma di calcolo.

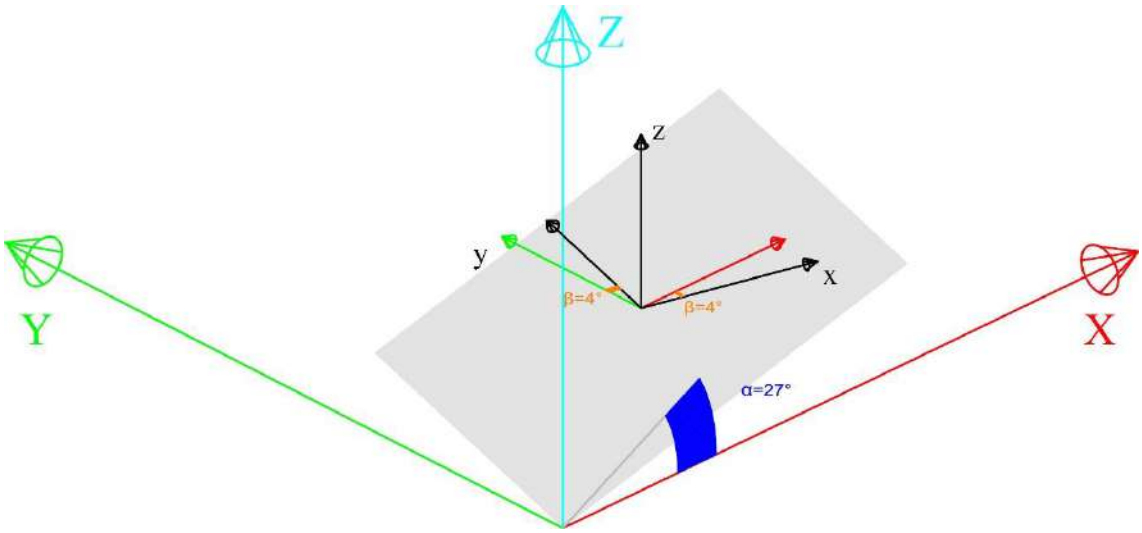


Fig. 4.48 Confronto tra il sistema di riferimento globale e locale. In grigio è rappresentata la falda.

Si riportano i conti:

CONDIZIONE DI CARICO		CALCOLO	CARICO FINALE $\left({}^{kN}/_{m^2}\right)$	
VENTO				
Caso 1: vento laterale				
	sopravento	$p_z = p \cdot \cos\alpha = 0{,}97 \cdot \cos 27° =$	$-8{,}6 \cdot 10^{-4}$	X
		$p_x = p \cdot \cos(90° - \alpha) \cdot \cos\beta =$	$+4{,}4 \cdot 10^{-4}$	X
		$p_y = p \cdot \cos(90° - \alpha) \cdot \cos(90° - \beta) =$	$+3 \cdot 10^{-5}$	X
	sottovento	$p_z = p \cdot \cos\alpha = 58{,}03 \cdot \cos 27° =$	$+5{,}2 \cdot 10^{-2}$	√
		$p_x = p \cdot \cos(90° - \alpha) \cdot \cos\beta =$	$-2{,}3 \cdot 10^{-2}$	√
		$p_y = p \cdot \cos(90° - \alpha) \cdot \cos(90° - \beta) =$	$-1{,}6 \cdot 10^{-3}$	X
Caso 2: vento frontale				
	sopravento	$p_z =$	0	
		$p_x =$	0	

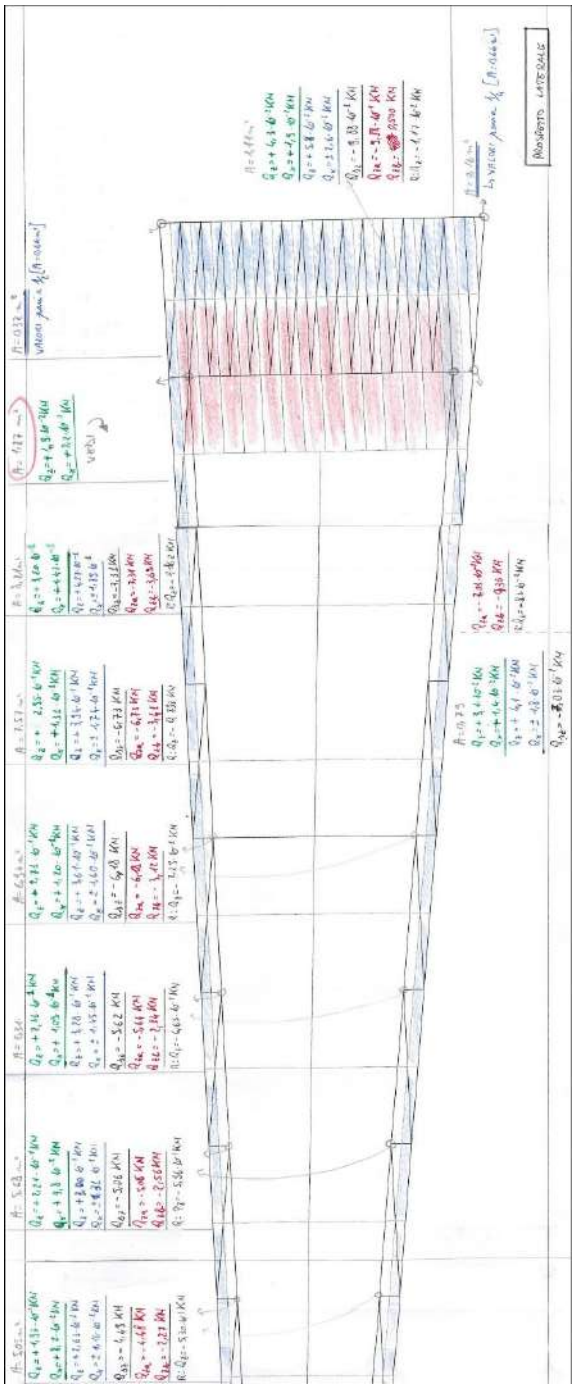
		$p_y =$	$+1{,}1 \cdot 10^{-1}$	√
	sottovento	$p_z = p \cdot \cos\alpha = 58{,}03 \cdot \cos 27° =$	$+5{,}2 \cdot 10^{-2}$	√
		$p_x =$	$-2{,}3 \cdot 10^{-2}$	√
		$p_y =$	$-1{,}6 \cdot 10^{-3}$	X
VENTO TANGENZIALE				
Caso 1: vento laterale				
		$p_x = p_f =$	$+4{,}4 \cdot 10^{-3}$	X
Caso 2: vento frontale				
		$p_z = p_f \cdot \cos 90° =$	0	
		$p_x = p_f \cdot \cos 90° =$	0	
		$p_y = p_f =$	$+4{,}4 \cdot 10^{-3}$	X
NEVE				
Caso I: neve senza vento				
		$q_s =$	$-8{,}9 \cdot 10^{-1}$	√
Caso II: neve con vento laterale				
		$q_{s,a} =$	$-8{,}9 \cdot 10^{-1}$	√
		$q_{s,b} =$	$-4{,}5 \cdot 10^{-1}$	√

Tabella 4.10 Azione esterne agenti sulla copertura proiettate sul S.d.R. globale.

Proiettando le forze si nota che alcune di queste sono molto più piccole rispetto alle altre, si decide quindi di imporre un "ordine di grandezza soglia" sotto al quale le azioni vengono trascurate. Si eliminano quindi tutte le componenti che abbiano le dimensioni di $10^{-3}\ kN/m^2$, ovvero tutte quelle la cui intensità vale meno dell'1÷2% rispetto a quella della neve, e si lasciano tutte le altre (rispettivamente contrassegnate da X e √).

Si noti anche che i segni dei carichi sono cambiati rispetto a prima e il + e − indicano il verso del vettore rispetto al sistema di riferimento globale e non più il fatto che si tratti di una pressione o di una depressione.

Infine si moltiplicano per le aree di influenza ottenendo i carichi, in kN, che agiscono nelle tre direzioni sui nodi (Fig. 4.49, Fig. 4.50).



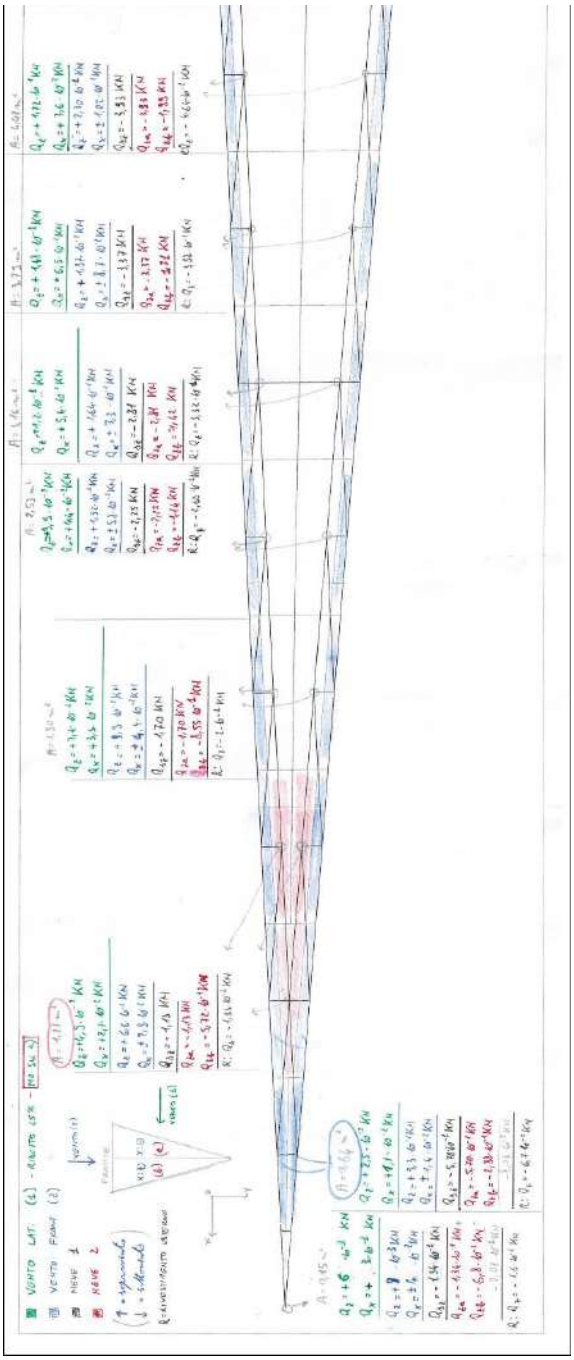


Fig. 4.49 Calcolo delle aree d'influenza e dei carichi relativi ad ogni nodo per le due falde.

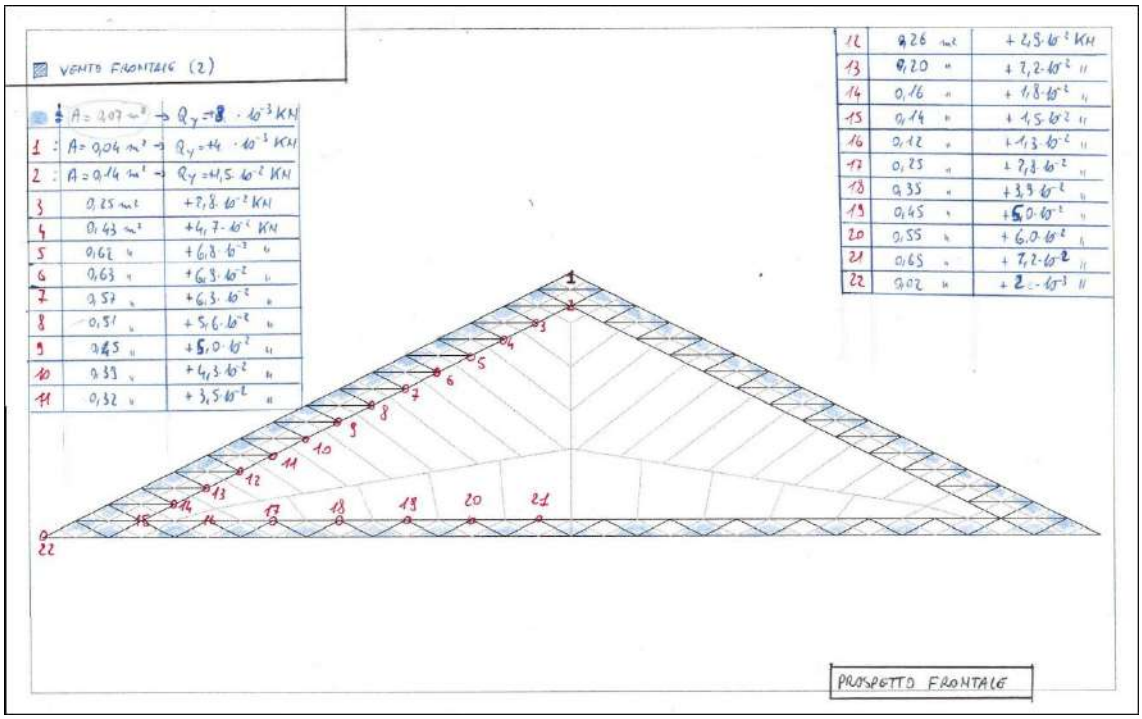


Fig. 4.50 Calcolo delle aree d'influenza e dei carichi relativi ad ogni nodo per il fronte sul piazzale.

4.5.9 Progetto e verifica delle sezioni

Come programma per le verifiche si è scelto Sap2000 v.18, in quanto unisce la possibilità di importare molti formati di file (nel nostro caso .dwg) ad intuitiva definizione delle peculiarità del modello (materiali, sezioni, vincoli, carichi, ecc) e ad una rapida, ma valida, analisi. In primo luogo si è importata la struttura, sono state impostate le caratteristiche del materiale e sono stati applicati i vincoli (Fig. 4.51 e Fig. 4.52).

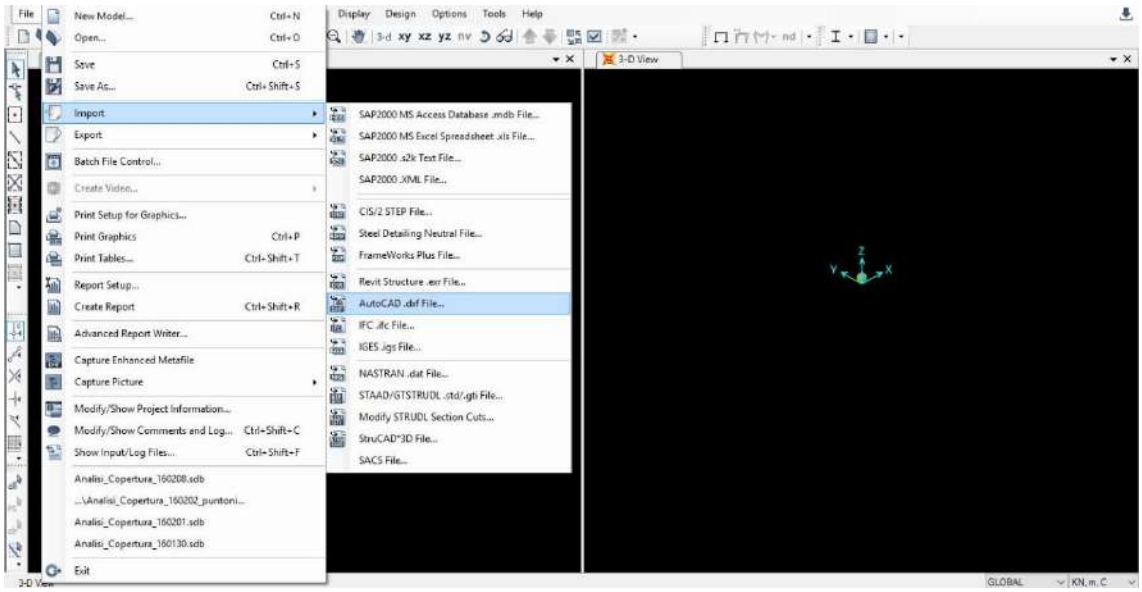


Fig. 4.51 Importazione del file dwg su Sap2000.

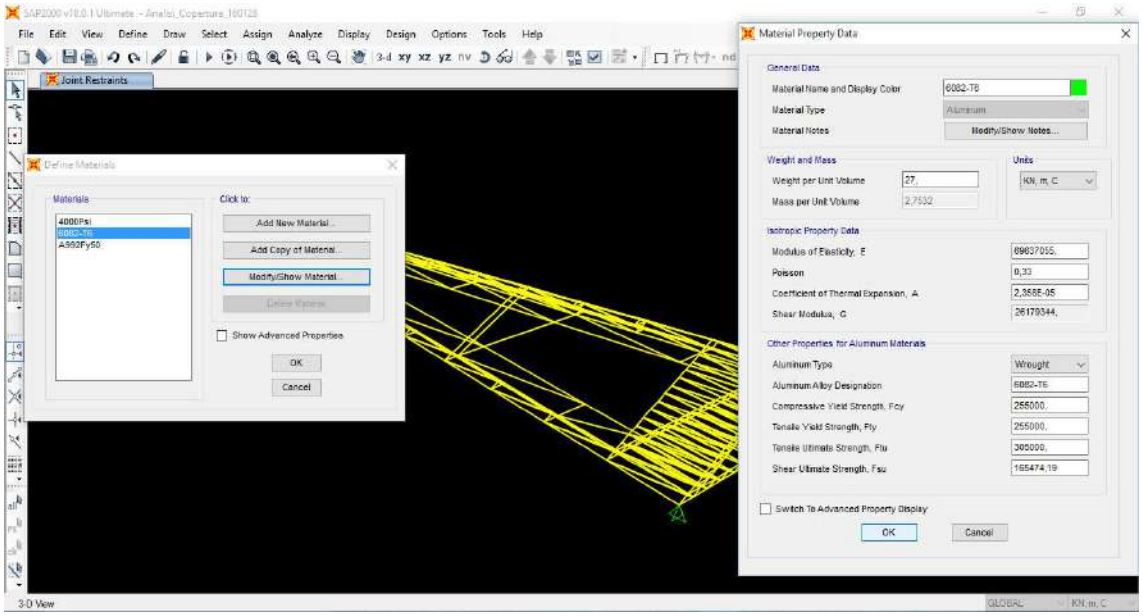


Fig. 4.52 Definizione delle proprietà della lega di alluminio 6082 T6.

Esistono due tipologie di vincoli che riguardano i nodi di collegamento dove la copertura si appoggia al pilastro e i collegamenti tra le aste della reticolare stessa. I primi sono stati pensati come degli appoggi e permettono la rotazione ma non gli spostamenti, così come i secondi che però devono concretizzare delle cerniere tra gli elementi (Fig. 4.53; Fig. 4.54).

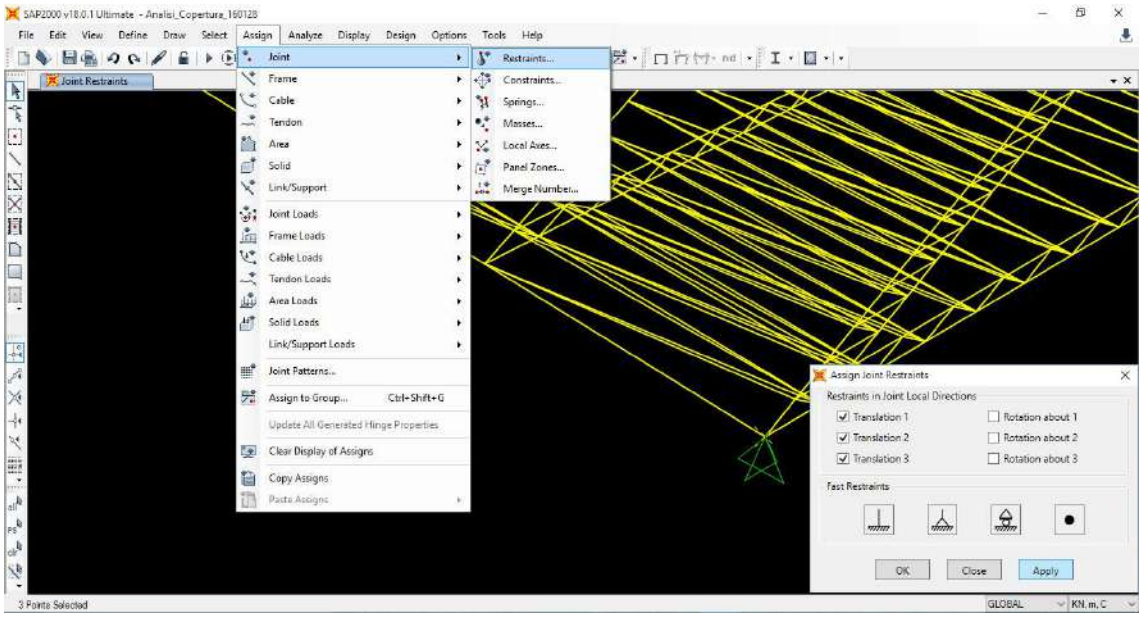


Fig. 4.53 Definizione degli appoggi che caratterizzano l'attacco copertura-pilastro.

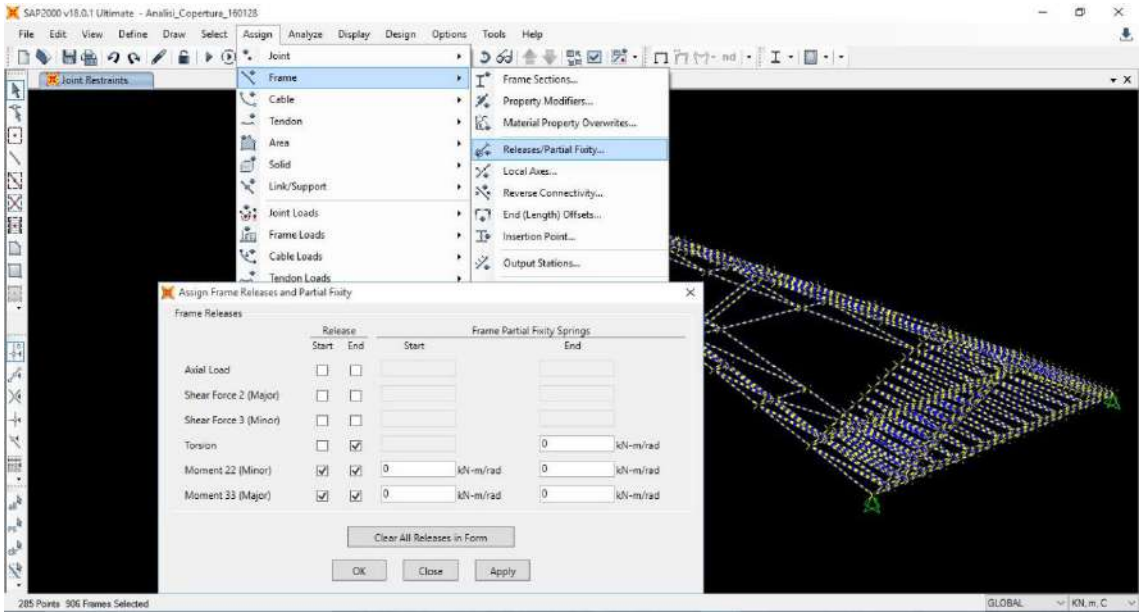


Fig. 4.54 Definizione dei collegamenti a cerniera tra le aste.

Successivamente vengono definiti i carichi dovuti alla neve, al vento e al rivestimento della copertura per poi essere assegnati ad ogni nodo proporzionalmente alla sua area d'influenza (Fig. 4.55, Fig. 4.49 e Fig. 4.50).

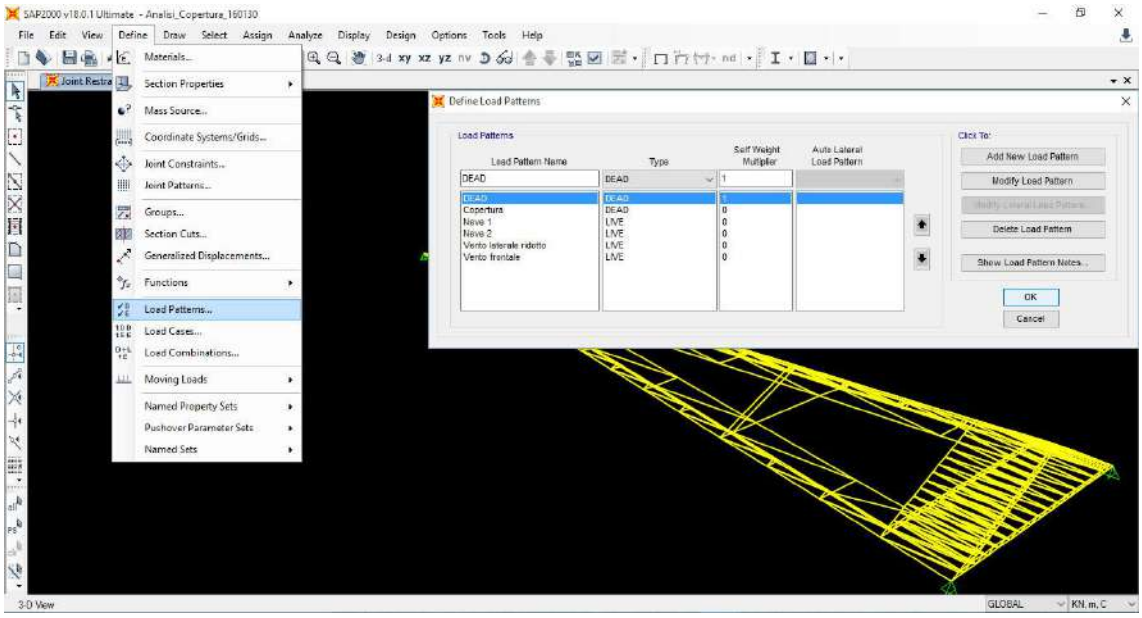


Fig. 4.55 Definizione dei carichi agenti sulla struttura.

Si creano anche le combinazioni di carico (Fig. 4.56):

- SLU_1: prende in considerazione come azione prevalente la neve nel Caso I, quando non c'è sufficiente vento per diminuirla, e come secondaria quella del

vento laterale nel Caso 1 (direzione perpendicolare al colmo, ridotto del 25% per la presenza delle altre falde);

- SLU_2: azione principale la neve Caso II e come secondaria il vento in Caso 2, cioè frontale;
- SLU_3: azione principale il vento laterale (Caso 1) e contemporanea la neve del Caso I;
- SLU_4: azione principale il vento frontale (Caso 2) e contemporanea la neve del Caso II.

Si considera che il vento frontale riesca sempre a ridurre lo spessore dello strato di neve perché non c'è la presenza di ostacoli. Tali carichi sono stati combinati secondo quanto riportato nel paragrafo §4.5.4.

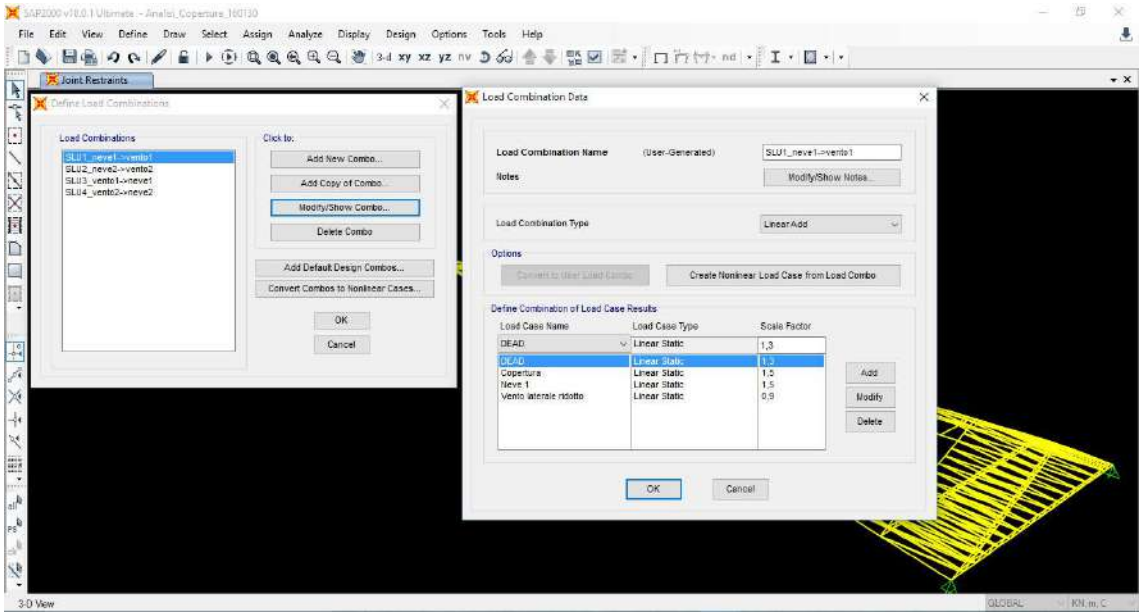


Fig. 4.56 Impostazione delle combinazioni di carico SLU con i relativi coefficienti.

Infine si devono inserire le sezioni trasversali delle aste. Ricordando che queste sono sollecitate solo da tensioni derivanti da sforzi assiali, si possono individuare due verifiche da effettuare: quella a trazione e quella che comprende la compressione e la stabilità. Seguendo l'Eurocodice 9 che stabilisce le linee guida per la progettazione delle strutture in alluminio si trovano le seguenti relazioni:

- $\beta \leq \beta_2$ perché la sezione sia di Classe 1, duttile;
- $N_{Rd} = \alpha_{Nj} \cdot A \cdot f_d$ per la verifica a trazione;
- $N_{b,Rd} = \chi \cdot \eta \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot A \cdot f_d$ per la verifica della stabilità;

che relazionano gli sforzi assiali massimi alle caratteristiche della sezione e del materiale.[31]

L'idea di base per il predimensionamento consiste nell'invertire la relazione più gravosa (la seconda), rispettando sempre la prima, e ricavare la dimensione dell'area in funzione dello sforzo presente sull'asta. Tuttavia, poiché la formula per la verifica della stabilità ha molti termini che variano in funzione della geometria della sezione, si è scelto di inserirne una in modo arbitrale e di cambiarla in seguito ai risultati ottenuti dalla simulazione con il software. Esso permette di calcolare in modo automatico le sollecitazioni delle aste, sta poi al progettista verificare che queste siano minori di quelle massime consentite per la determinata sezione. Inoltre al mutare di quest'ultima cambierà il peso proprio della reticolare e, di conseguenza, le tensioni; si procede quindi con un metodo iterativo che porta ad affinare sempre di più i risultati. In ogni caso la prima sezione non viene scelta a caso, ma dopo aver studiato alcune strutture già realizzate con lo stesso materiale[22]; si sceglie di usarne una di forma tubolare con diametro ϕ=100mm e con uno spessore di parete t=10mm. Si ricorda che per la lega in uso la normativa[32] definisce i valori limite illustrati in Tabella 4.11.

prospetto 3.2b **Valori minimi garantiti della resistenza al limite elastico convenzionale $f_{0,2}$ corrispondente alla deformazione residua dello 0,2% e della resistenza ultima di trazione f_u per leghe di alluminio da lavorazione plastica - Profili estrusi, tubi estrusi, barre e tondi estrusi e tubi trafilati**

Lega	Forma del prodotto	Tempra	Dimensione t, spessore della parete o spessore mm	$f_{0,2}$ resistenza al limite elastico convenzionale corrispondente alla deformazione residua dello 0,2% N/mm²	f_u resistenza ultima N/mm²	A_{50} allungamento minimo %
EN AW-6082	EP, ET, ER/B	T4	$t \leq$ **25**	110	205	14
	EP/O, EP/H	T5	$t \leq 5$	230	270	8
	EP/O, EP/H ET	T6	$t \leq 5$	250	290	8
			$5 < t \leq 25$	260	310	10
	ER/B	T6	$t \leq 20$	250	295	8
			$20 < t \leq 150$	260	310	8
	DT	T6	$t \leq 5$	255	310	8
			$5 < t \leq 20$	240	310	10
EN AW-7020	EP/ER/B, DT, ET	T6	t ≤ **15**	**280**	350	10

Legenda
EP - Profilo estruso
EP/H - Profili cavo estruso
ER/B - Tondo e barra estrusi
EP/O - Profili aperto estruso
ET - Tubo estruso
DT - Tubo trafilato

Tabella 4.11 Caratteristiche della lega di alluminio En AW-6082 T6 e limiti di sezione.

[31] Per una più chiara e completa descrizione dei parametri in gioco si rimanda all'Appendice A.
[32] (Eurocodice 9, 2002)

Inseriti tale sezione per tutte le aste della reticolare si avvia la simulazione (Fig. 4.57; Fig. 4.58):

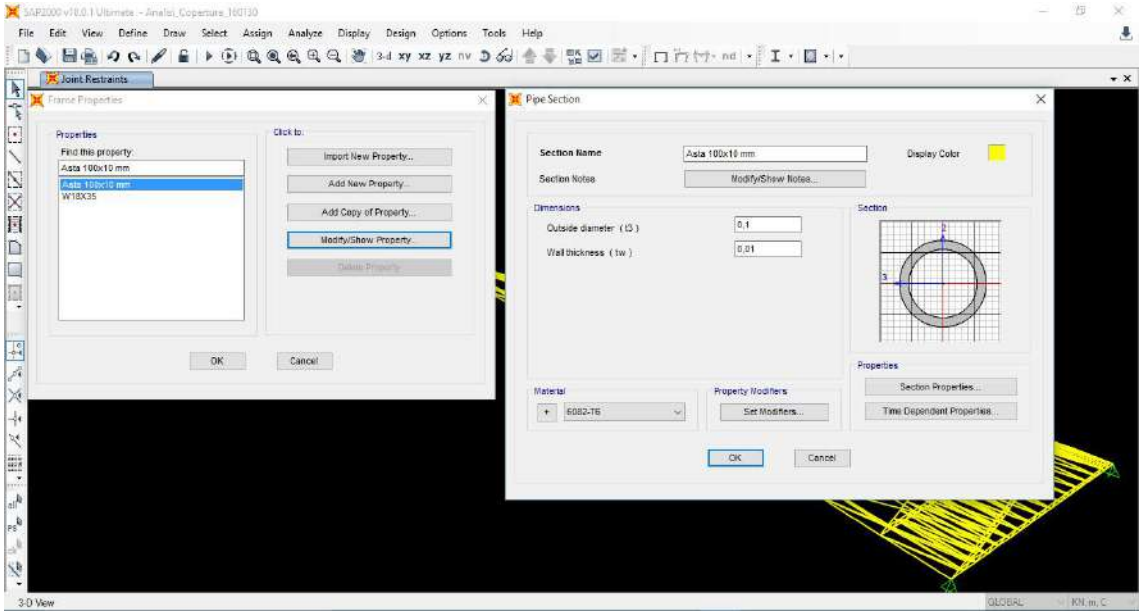


Fig. 4.57 Definizione delle caratteristiche geometriche della sezione 100x10 mm.

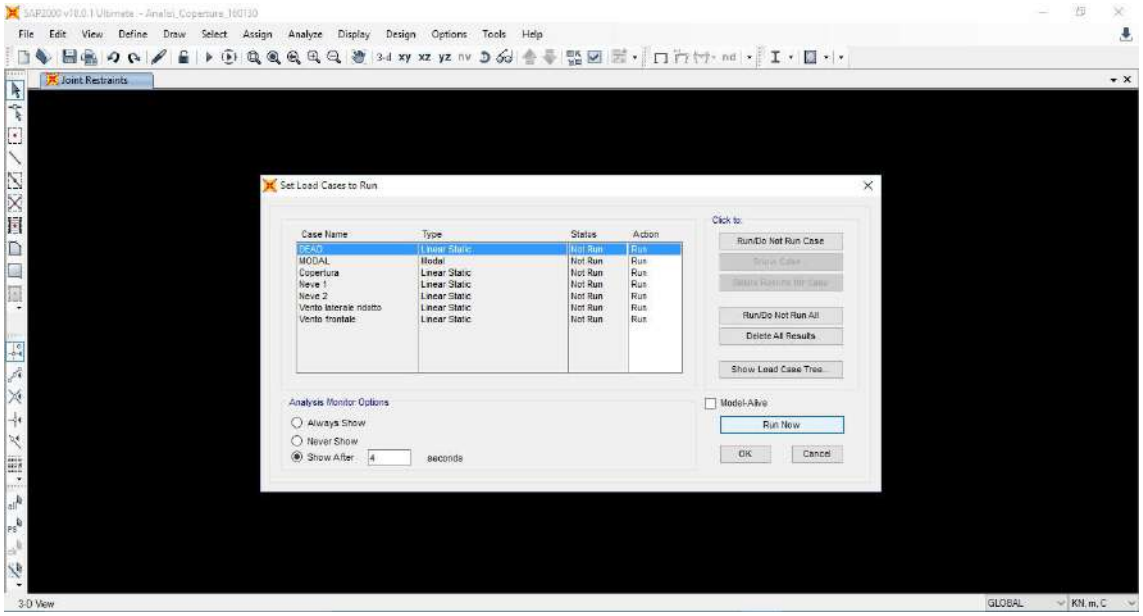


Fig. 4.58 Settaggio e avvio dell'analisi.

Individuati i punti dove trazione e compressione (rispettivamente in blu e rosso) sono massimi (Fig. 4.59, Fig. 4.60) si eseguono le verifiche (Tabella 4.12).

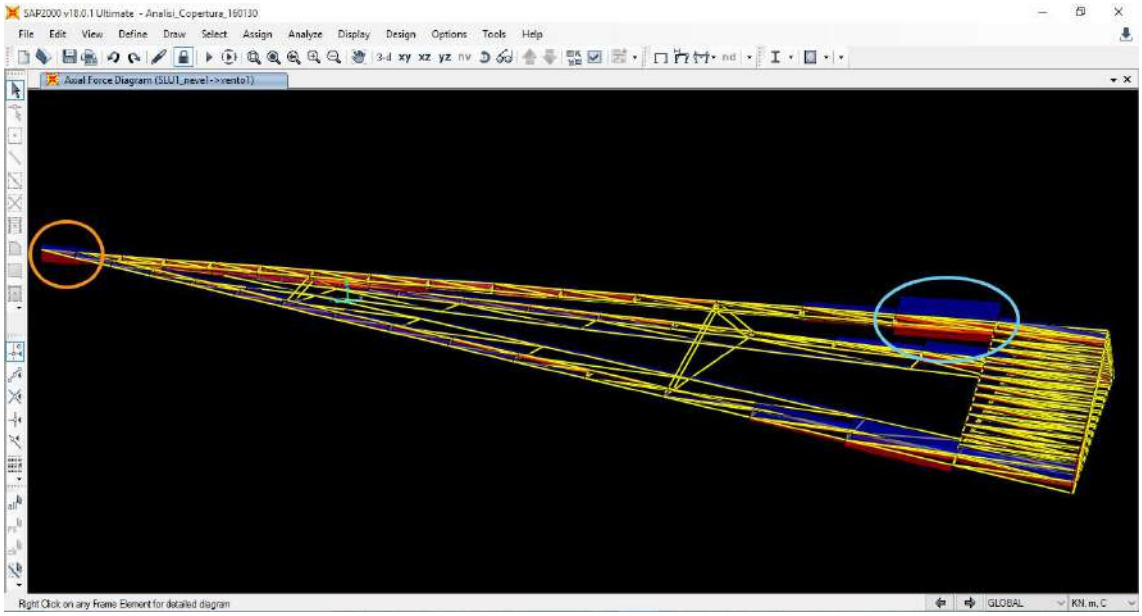


Fig. 4.59 Risultato della prima analisi della struttura ser la combinazione SLU 1 (la più gravosa), sono indicate le azioni di trazione (blu) e di compressione (rosso) massime.

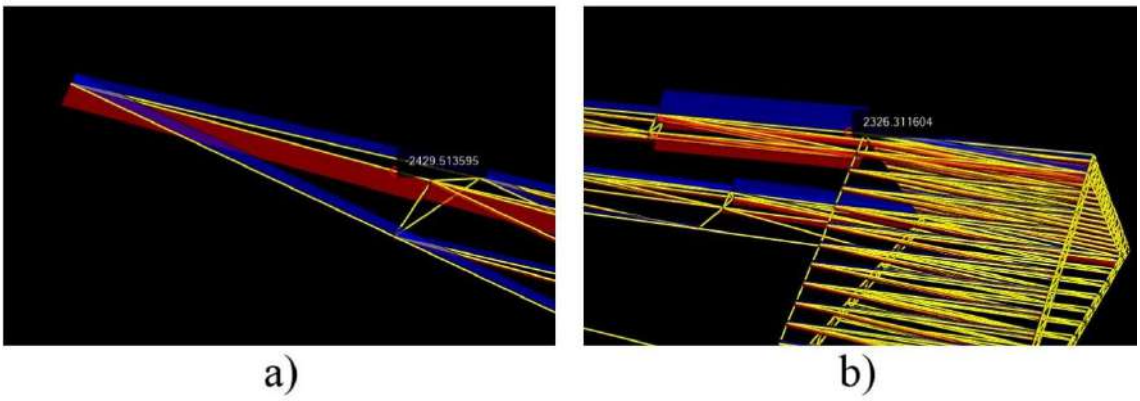


Fig. 4.60 Zoom dei punti più sollecitati a compressione a) e a trazione b)

ASTE				
Tipologia:	Cilindro		100x10	mm
Geometria				
Diametro		Φ	100	mm
Spessore		s	10	mm
Area		A	1.492	mm^2
Peso		P	0,040	N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	1.963.495	mm^4
Raggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	36,3	mm
Lunghezza asta		l	3,0	m
Classe della sezione		$\beta=b/t$	10,0	
		$\beta_z=16\varepsilon$	15,7	
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_o)}$	1,0		
		$\beta\leq\beta_z$	Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'					
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$					
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	2.430	kN			
$N_{b,Rd}=f_s*A/\gamma_{M1}$	117	kN		γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_s=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	86	N/mm²			
$\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})}]$	0,331	N/mm²			
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,94				
α	0,20				Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10				Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	1,60				
$\lambda=l_0/\rho$	82,70	<200	Verificato		
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000	mm			
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52				
η	1				per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1				Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1				
$f_0=f_{0,2}$	260	N/mm²			
$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	20,8315	≤1	Errato		
VERIFICA A RESISTENZA (trazione)					
$N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1$					
$N_{ed}=Max(N_{traz})$	2.326	kN			
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	353	kN		γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	6,59456	≤1	Errato		

Tabella 4.12 Riassumono le verifiche svolte per le aste più sollecitate.[33]

Come si osserva le verifiche non sono rispettate quindi si sceglie un'altra sezione con area maggiore, ma sempre dentro ai limiti imposti dall'Eurocodice 9: φ=170mm per t=20mm (Fig. 4.61, Fig. 4.62, Tabella 4.13).

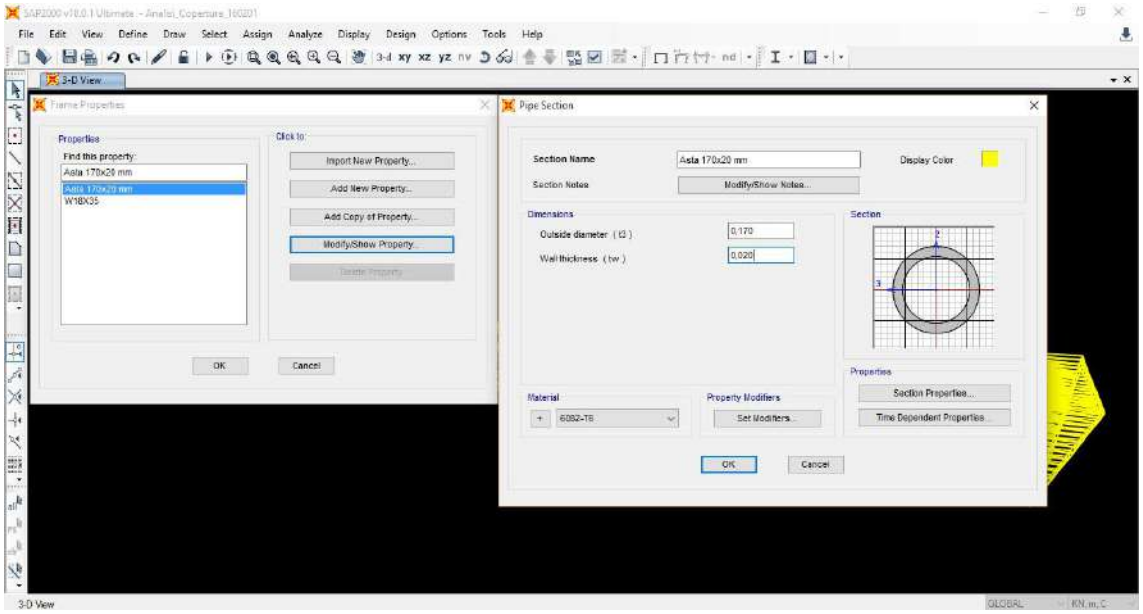


Fig. 4.61 Definizione delle caratteristiche geometriche della sezione 170x20 mm

[33] Tutti i riferimenti si trovano nell'EC9

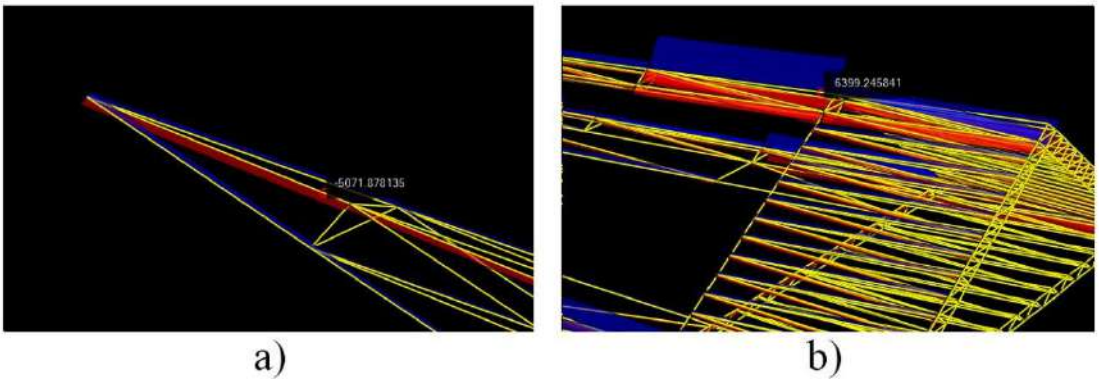


Fig. 4.62 Zoom dei punti più sollecitati a compressione a) e a trazione b).

ASTE				
Tipologia:	Cilindro		170x20	mm
Geometria				
Diametro		Φ	170	mm
Spessore		s	20	mm
Area		A	5.027	mm^2
Peso		P	0,136	N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	19.293.306	mm^4
Raggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	62,0	mm
Lunghezza asta		l	3,0	m
Classe della sezione		$\beta=b/t$	8,5	
		$\beta_z=16\varepsilon$	15,7	
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_0)}$	1,0		
		$\beta\leq\beta_z$	Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'					
$N_{Ed}/N_{b,Rd}\leq1$					
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	5.072	kN			
$N_{b,Rd}=f_s*A/\gamma_{M1}$	828	kN		γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_s=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	181	N/mm²			
$\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})}]$	0,697	N/mm²			
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,03				
α	0,20				Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10				Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	0,94				
$\lambda=l_0/\rho$	48,42	<200	Verificato		
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000	mm			
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52				
η	1				per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1				Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1				
$f_0=f_{0,2}$	260	N/mm²			
$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	6,12883	≤1	Errato		
VERIFICA A RESISTENZA (trazione)					
$N_{Ed}/N_{t,Rd}\leq1$					
$N_{ed}=Max(N_{trez})$	6.399	kN			
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	1.188	kN		γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	5,38594	≤1	Errato		

Tabella 4.13 Riassumono le verifiche svolte per le aste più sollecitate.

Si può vedere che anche in questo caso le sezioni non sono sufficienti per soddisfare i massimi sforzi (sempre nelle stesse aste), ma allo stesso tempo ci si accorge che questi sono localizzati solo in poche aste (una ventina massimo) e che sono molto superiori agli altri. Si decide di proseguire inserendo più tipologie di sezione (Fig. 4.63):

- tubolare ϕ=170mm, t=20mm: è la più usata, serve per le sezioni con piccoli tensionamenti. Copre il range di resistenza a stabilità 0÷820 kN e quello per trazione 0÷1.180 kN;
- cilindro pieno ϕ=190mm: usata per poche aste. Copre il range di resistenza a stabilità 800÷3.400 kN e quello per trazione 1.180÷6.700 kN;
- cilindro pieno ϕ=240mm: usata per le aste più sollecitate. Copre il range di resistenza a stabilità 3.400÷7.200 kN e quello per trazione 6.700÷10.200 kN.

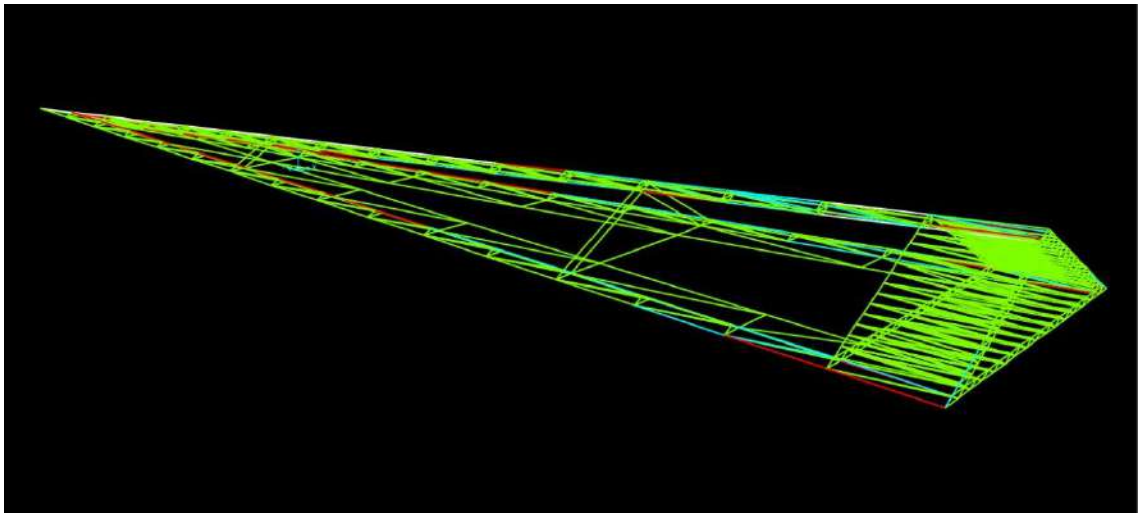


Fig. 4.63 Distribuzione delle aste di diversa sezione. In verde i tubolari 170x20 mm, in azzurro i cilindri pieni da 190 mm, in rosso i cilindri 240 mm.

Si impostano le nuove sezioni, si lancia nuovamente una simulazione e si estraggono delle sollecitazioni molti simili a prima (Fig. 4.64). In questo modo si riesce a far fronte alle tensioni (Tabella 4.14) anche se inizialmente ci si aspettava degli sforzi molto minori, ma del resto le sezioni sono state più che raddoppiate e con loro anche il peso proprio delle aste che compongono.

ASTE			
Tipologia:	Cilindro		170x20 mm
Geometria			
Diametro		Φ	170 mm
Spessore		s	20 mm
Area		A	5.027 mm²
Peso		P	0,136 N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	19.293.306 mm⁴
Reggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	62,0 mm
Lunghezza asta		l	3,0 m
Classe della sezione		β=b/t	8,5
		$\beta_1=16\varepsilon$	15,7
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_0)}$	1,0	
		$\beta\leq\beta_1$ Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'			
$N_{ed}/N_{b,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	820 kN		
$N_{b,Rd}=f_b*A/\gamma_{M1}$	828 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_b=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	181 N/mm²		
$\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})}]$	0,697 N/mm²		
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,03		
α	0,20		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	0,94		
$\lambda=l_0/\rho$	48,42 <200	Verificato	
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000 mm		
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52		
η	1		per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1		Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1		
$f_0=f_{0,2}$	260 N/mm²		
$N_{ed}/N_{b,Rd}$ 0,99086 ≤1	Verificato		
VERIFICA A RESISTENZA (trazione)			
$N_{ed}\leq N_{t,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{trac})$	1.180 kN		
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	1.188 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{ed}/N_{t,Rd}$ 0,99319 ≤1	Verificato		

ASTE			
Tipologia:	Cilindro		190 mm
Geometria			
Diametro		Φ	190 mm
Spessore		s	
Area		A	28.353 mm²
Peso		P	0,766 N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	63.971.171 mm⁴
Reggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	47,5 mm
Lunghezza asta		l	3,0 m
Classe della sezione		β=b/t	15,0
		$\beta_1=16\varepsilon$	15,7
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_0)}$	1,0	
		$\beta\leq\beta_1$ Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'			
$N_{ed}/N_{b,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	3.400 kN		
$N_{b,Rd}=f_b*A/\gamma_{M1}$	3.418 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_b=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	133 N/mm²		
$\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})}]$	0,510 N/mm²		
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,36		
α	0,20		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	1,23		
$\lambda=l_0/\rho$	63,16 <200	Verificato	
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000 mm		
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52		
η	1		per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1		Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1		
$f_0=f_{0,2}$	260 N/mm²		
$N_{ed}/N_{b,Rd}$ 0,99465 ≤1	Verificato		
VERIFICA A RESISTENZA (trazione)			
$N_{ed}\leq N_{t,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{trac})$	6.700 kN		
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	6.702 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{ed}/N_{t,Rd}$ 0,99976 ≤1	Verificato		

ASTE			
Tipologia:	Cilindro		240 mm
Geometria			
Diametro		Φ	240 mm
Spessore		s	
Area		A	45.239 mm²
Peso		P	1,221 N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	162.860.163 mm⁴
Reggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	60,0 mm
Lunghezza asta		l	3,0 m
Classe della sezione		β=b/t	14,0
		$\beta_1=16\varepsilon$	15,7
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_0)}$	1,0	
		$\beta\leq\beta_1$ Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'			
$N_{ed}/N_{b,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	6.279 kN		
$N_{b,Rd}=f_b*A/\gamma_{M1}$	6.533 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_b=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	176 N/mm²		
$\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})}]$	0,676 N/mm²		
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,06		
α	0,20		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	0,97		
$\lambda=l_0/\rho$	50,00 <200	Verificato	
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000 mm		
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52		
η	1		per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1		Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1		
$f_0=f_{0,2}$	260 N/mm²		
$N_{ed}/N_{b,Rd}$ 0,96112 ≤1	Verificato		
VERIFICA A RESISTENZA (trazione)			
$N_{ed}\leq N_{t,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{trac})$	6.450 kN		
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	10.693 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{ed}/N_{t,Rd}$ 0,60321 ≤1	Verificato		

Tabella 4.14 Riassumono le verifiche svolte per le aste.

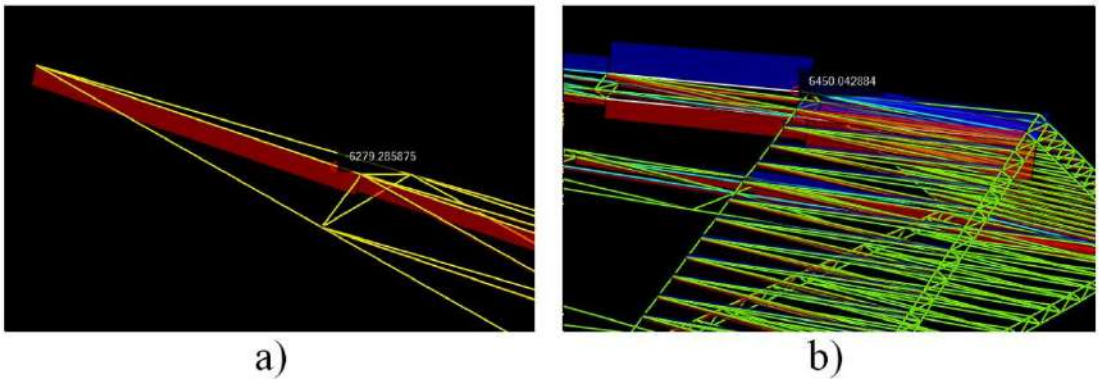


Fig. 4.64 Zoom dei punti più sollecitati a compressione a) e a trazione b)

Ora si prendono in analisi le deformazioni della struttura. Si nota immediatamente che le deformazioni lungo l'asse Z sono eccessive, soprattutto in prossimità delle prime maglie, dove la struttura scende troppo. Il punto che si sposta di più ha un Δz maggiore di 3m che, su una luce di 40m (Fig. 4.65), vuol dire che vi è una deformazione pari a 1/13 della luce totale. La normativa invece impone un limite massimo di 1/250[34], ben lontano dal valore ottenuto.

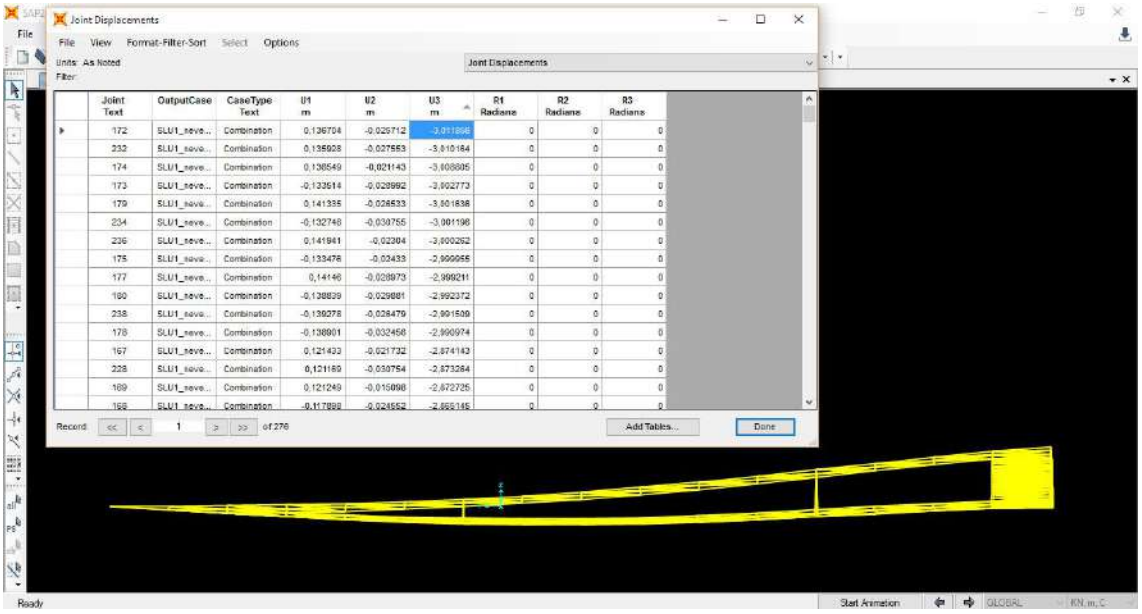


Fig. 4.65 Struttura deformata e resoconto degli spostamenti.

Per questo motivo si ridisegna la reticolare aumentandone la rigidezza con un sistema di tiranti e puntoni sul piano di falda e delle catene su quello d'imposta (Fig. 4.66). Dopo

[34] (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)

aver riapplicato materiali, vincoli, carichi e sezioni, si effettua una simulazione (Fig. 4.67) che porta buoni risultati, ma non ancora sufficienti.

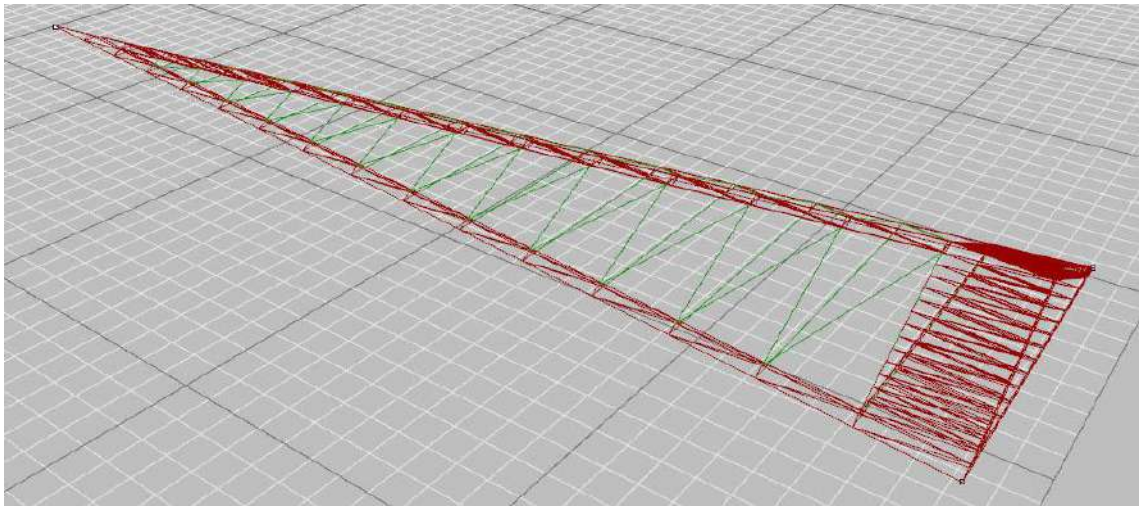


Fig. 4.66 Nuova copertura con evidenziati in verde il nuovo sistema di rinforzo.

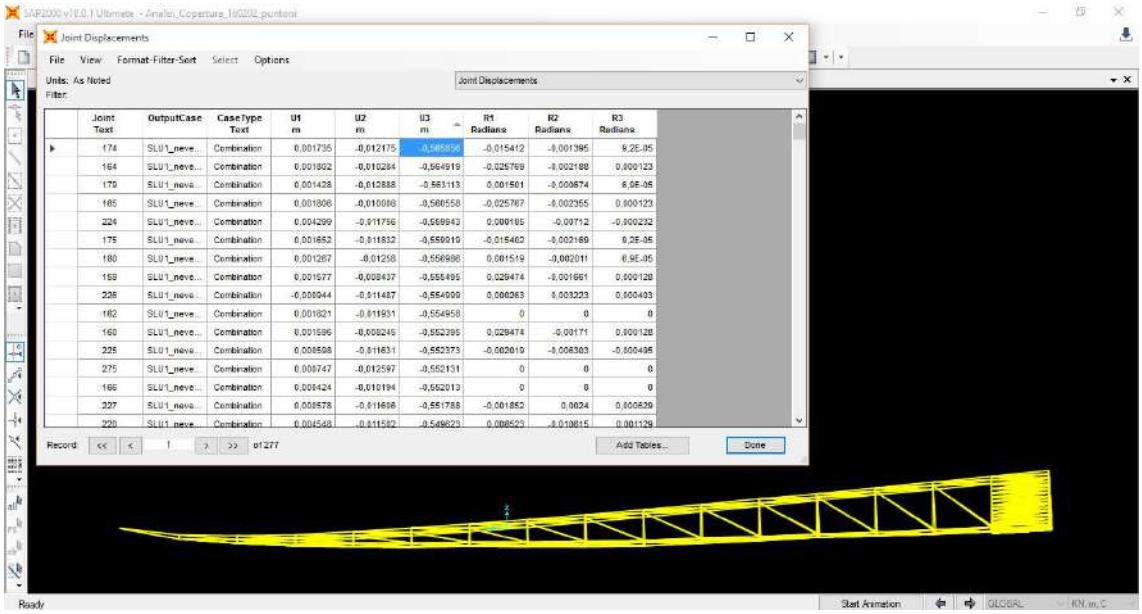


Fig. 4.67 Struttura deformata e resoconto degli spostamenti.

Le tensioni massime sono notevolmente diminuite grazie a una loro distribuzione più uniforme e anche la deformazione maggiore è scesa a circa 0,60 m, ma ciò non basta: si è ancora ad 1/70 della luce. Il problema legato allo spostamento dei punti non è soltanto un problema normativo, ma pratico. Ad esempio si pensi al manto di copertura che deve unire più nodi tra loro e che nella zona più sollecitata il pannello si deve deformare circa

5 volte il suo spessore per poi tornare in posizione iniziale in maniera ciclica (estate-inverno) senza mai danneggiarsi o staccarsi dalla reticolare, cosa impossibile.

La struttura finora considerata è solo una parte del modulo di 12 m della copertura in quanto non è stata ancora considerata la parte piana. Si decide ora di inserirla perché ragionando sullo schema delle deformazioni ci si accorge che quella massima relativa avviene sempre tra le due prime maglie, dove cioè la struttura ha un'altezza minore. Infatti se le reticolari cercano di sfruttare al massimo il concetto di rigidità per forma in questo punto tale obiettivo non è raggiunto[35]. Introducendo una struttura di altezza uniforme che funga da appoggio ai correnti delle falde si pensa di ridurre le gli spostamenti di tutta la costruzione. La parte piana non necessita di ulteriori appoggi rispetto a quelli già presenti che sorreggono le falde, così si evita di ingombrare gli spazi in planimetria che potrebbero ridurre o intralciare il flusso di passeggeri.

La concezione alla base del progetto della copertura piana è sempre lo stesso: usare una reticolare spaziale in alluminio i cui elementi siano i più ripetitivi possibile. Tuttavia poiché la prima parte è curvilinea mantenere questo proposito non è facile, in più la sua struttura deve anche fungere da raccordo tra 2 falde con un numero di maglie diverse. Il problema non è tanto il costo di produzione dei pezzi grazie all'estrusione dell'alluminio, ma la difficoltà del loro montaggio in opera, soprattutto se la differenza di lunghezza fosse minima (ordine di qualche centimetro). Su queste considerazioni si adotta la maglia in figura (Fig. 4.68) che ripetendosi e capovolgendosi il più possibile identicamente produce la struttura in Fig. 4.68 e Fig. 4.69.

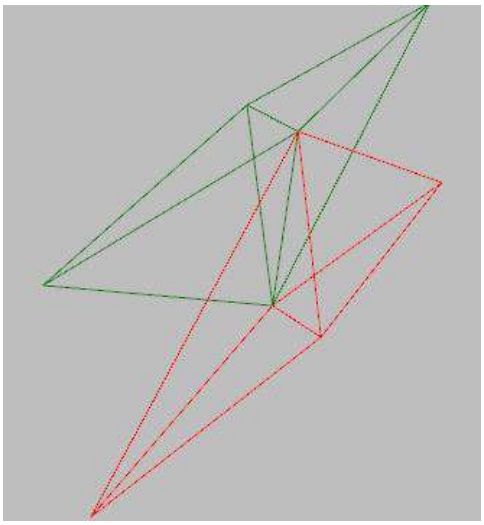


Fig. 4.68 Maglia "standard" che costituisce la copertura piana.

[35] Si rimanda al paragrafo sulle strutture reticolari 4.5.2

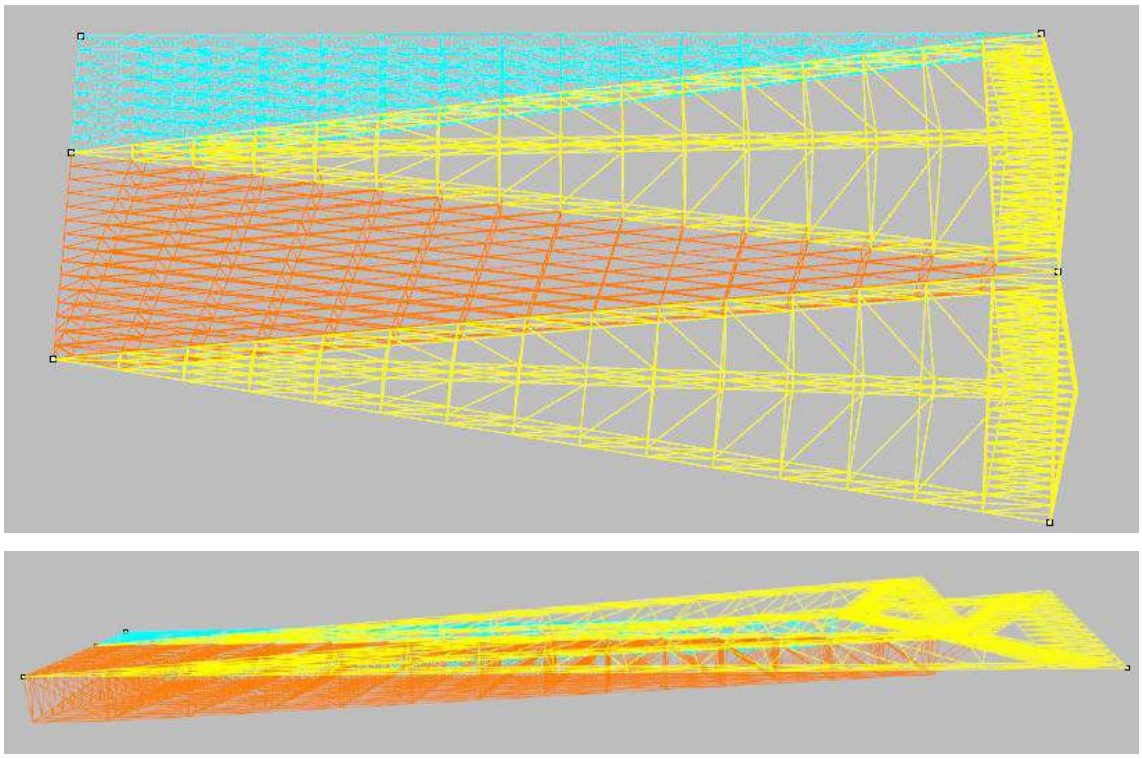


Fig. 4.69 Pianta e prospetto laterale di una porzione della copertura, in giallo le falde e in arancione e azzurro le parti piane.

Si calcolano i carichi come fatto precedentemente con i seguenti parametri.

NEVE:	$q_s = -1\ kN/m^2$		
	$q_{sk} = 1\ kN/m^2$		
	$\mu_i = 1$		tetto piano tra 2 falde
	$c_e = 1$		più basso rispetto agli elementi intorno in alcuni punti, mentre in altre zone è circa allo stesso livello e quindi più battuta dal vento
	$c_t = 1$		
VENTO:	$q_s = +6{,}64 \cdot 10^{-2}\ kN/m^2$		
	$q_b = 39\ N/m^2$		
	$c_p = -0{,}6$		
		$c_{pe} = -0{,}4$	

		$c_{pi} = -0{,}2$	
	$c_d = 1$		
COPERTURA: $q_s = -1{,}05 \cdot 10^{-1}\ kN/m^2$			

Tabella 4.15 Azioni dei carichi lungo l'asse Z per la copertura piana.

Prima di proseguire si vogliono far notare degli aspetti. La neve e il vento hanno solo una casistica per la copertura piana, tale valore verrà inserito nel programma di calcolo sia come Caso 1 che come Caso 2, così da poter svolgere correttamente le combinazioni.
Per copertura piana s'intende una copertura con pendenza del 2% verso il fronte landside, ciò implica che le azioni appena definite non sarebbero proprio lungo l'asse Z ma leggermente inclinate rispetto a questo, con componenti lungo gli altri assi. Dato il piccolo angolo si decide di operare un'approssimazione più che accettabile eliminando queste componenti in direzione X e Y e semplificando i carichi.
Le falde si appoggiano a reticolari su entrambi i lati e le azioni appena definite si applicano indifferentemente su ogni parte.
Moltiplicando le pressioni della Tabella 4.15 per le aree d'influenza di ogni nodo si ottengono i carichi da applicare (Fig. 4.70). Inserita la struttura su Sap2000, riassegnati tutti i parametri e attribuendo a tutta la nuova parte la sezione con resistenza minore (tubolare, con diametro φ=170mm e spessore t=20mm) si avvia il calcolo.

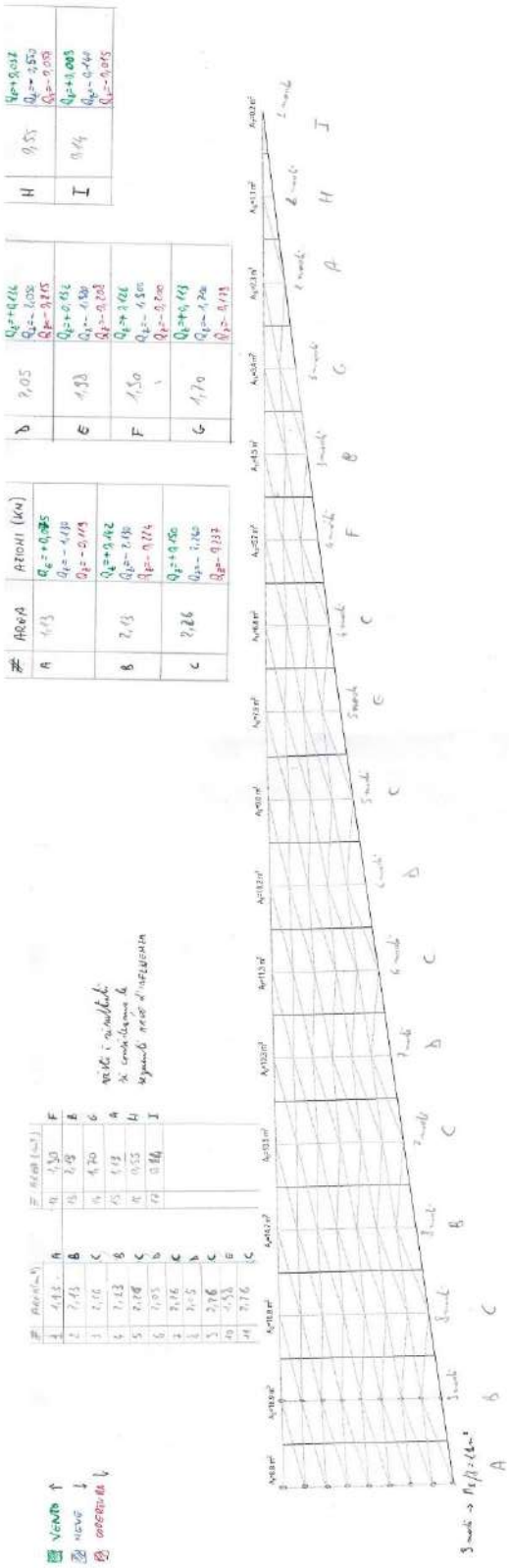


Fig. 4.70 Calcolo delle aree d'influenza e dei carichi relativi ad ogni nodo per le due falde

Come ci si aspettava, si osserva che gli sforzi su ogni singola asta sono diminuiti molto e lo stesso si può dire per le deformazioni che non sono più concentrate vicino al vertice di convergenza, ma sono più uniformemente diffuse.

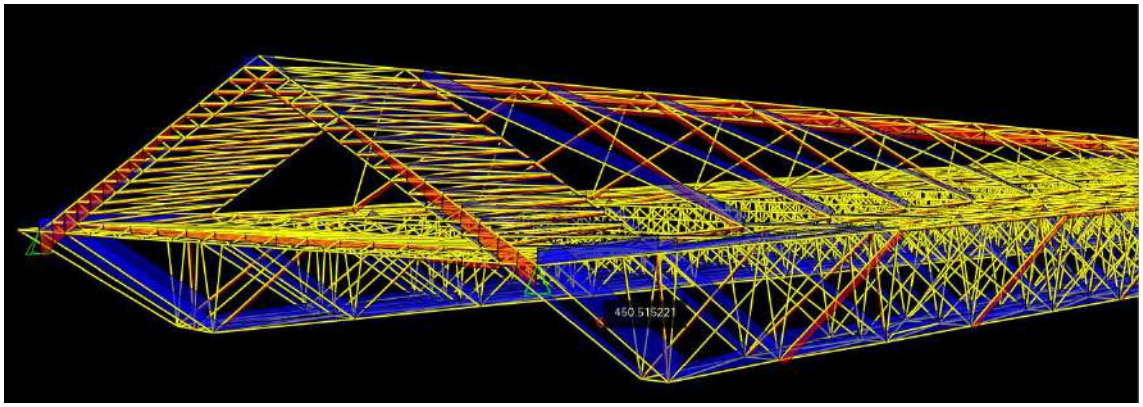


Fig. 4.71 Diffusione degli sforzi tra le aste, notare come sono tutti più uniformi e con intensità molto ridotta.

A questo punto si può pensare di cambiare le sezioni usate fino adesso con altre tutte cave e più piccole, così da ridurre l'uso del materiale, i carichi del peso proprio strutturale e di conseguenza le sollecitazioni. Procedendo in modo iterativo si arriva a definire le seguenti sezioni (Tabella 4.14):

TIPOLOGIA	DIMENSIONI (ϕ e s in mm)	DESCRIZIONE
Cilindro	100x18	è la più usata, serve per le sezioni con piccoli tensionamenti. Range di resistenza a stabilità 0÷200 kN e quello per trazione 0÷600 kN
Cilindro	120x23	per poche aste (36 per ogni modulo). Range di resistenza a stabilità 200÷400 kN e quello per trazione 600÷900 kN
Cilindro	140x22	per le aste più sollecitate (6 per ogni modulo). Range di resistenza a stabilità 400÷600 kN e quello per trazione 900÷1050 kN

Tabella 4.16 Sezioni definitive per la struttura

Le azioni sono verificate Tabella 4.17.

Infine analizzando le deformazioni si nota che lo spostamento verticale massimo raggiunge a malapena i 16cm, cioè 1/250 della lunghezza complessiva della copertura, 40m (Fig. 4.72), portando la struttura a norma.

ASTE			
Tipologia:	Cilindro		100x18 mm
Geometria			
Diametro		Φ	100 mm
Spessore		s	18 mm
Area		A	2.578 mm^2
Peso		P	0,069 N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	3.534.292 mm^4
Raggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	37,1 mm
Lunghezza asta		l	3,0 m
Classe della sezione		β=b/t	5,6
		$\beta_1=16\varepsilon$	15,7
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_0)}$	1,0	
		$\beta\leq\beta_1$ Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'			
$N_{ed}/N_{b,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	200 kN		
$N_{b,Rd}=f_d*A/\gamma_{M1}$	209 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_d=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	89 N/mm²		
$\chi=1/(\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})})$	0,943 N/mm²		
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,88		
α	0,20		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	1,57		
$\lambda=l_0/\rho$	80,94 <200	Verificato	
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000 mm		
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52		
η	1		per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1		Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1		
$f_0=f_{0,2}$	260 N/mm²		
$N_{ed}/N_{b,Rd}$ 0,95814 ≤1	Verificato		

VERIFICA A RESISTENZA (trazione)			
$N_{ed}/N_{t,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{trazi})$	600 kN		
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	608 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{ed}/N_{t,Rd}$ 0,98659 ≤1	Verificato		

ASTE			
Tipologia:	Cilindro		120x23 mm
Geometria			
Diametro		Φ	120 mm
Spessore		s	23 mm
Area		A	3.920 mm^2
Peso		P	0,106 N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	7.803.716 mm^4
Raggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	44,6 mm
Lunghezza asta		l	3,0 m
Classe della sezione		β=b/t	5,2
		$\beta_1=16\varepsilon$	15,7
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_0)}$	1,0	
		$\beta\leq\beta_1$ Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'			
$N_{ed}/N_{b,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	400 kN		
$N_{b,Rd}=f_d*A/\gamma_{M1}$	431 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_d=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	121 N/mm²		
$\chi=1/(\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})})$	0,465 N/mm²		
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,47		
α	0,20		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	1,30		
$\lambda=l_0/\rho$	67,24 <200	Verificato	
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000 mm		
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52		
η	1		per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1		Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1		
$f_0=f_{0,2}$	260 N/mm²		
$N_{ed}/N_{b,Rd}$ 0,92881 ≤1	Verificato		

VERIFICA A RESISTENZA (trazione)			
$N_{ed}/N_{t,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{trazi})$	900 kN		
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	927 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{ed}/N_{t,Rd}$ 0,97137 ≤1	Verificato		

ASTE			
Tipologia:	Cilindro		140x22 mm
Geometria			
Diametro		Φ	140 mm
Spessore		s	22 mm
Area		A	4.458 mm^2
Peso		P	0,120 N/mm
Momento d'inerzia		$J_x=J_y$	11.853.229 mm^4
Raggio d'inerzia ($\rho=\sqrt{(J/A)}$)		$\rho_x=\rho_y$	51,6 mm
Lunghezza asta		l	3,0 m
Classe della sezione		β=b/t	6,4
		$\beta_1=16\varepsilon$	15,7
	$\varepsilon=\sqrt{(250/f_0)}$	1,0	
		$\beta\leq\beta_1$ Sezione di Classe 1	

VERIFICA STABILITA'			
$N_{ed}/N_{b,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{compr})$	600 kN		
$N_{b,Rd}=f_d*A/\gamma_{M1}$	601 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
con: $f_d=\chi*\eta*k_1*k_2*f_0$	148 N/mm²		
$\chi=1/(\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda})})$	0,571 N/mm²		
$\Phi=0,5*[1+\alpha(\bar{\lambda}-\bar{\lambda}_0)+\bar{\lambda}$	1,24		
α	0,20		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}_0$	0,10		Prospetto 5.6 pag. 59
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	1,13		
$\lambda=l_0/\rho$	58,18 <200	Verificato	
$l_0=l*\beta=1*l$	3.000 mm		
$\lambda_1=\pi*\sqrt{[E/(\eta*f_0)]}$	52		
η	1		per sezioni Classe 1 (pag. 58)
k_1	1		Prospetto 5.5 pag. 59
k_2	1		
$f_0=f_{0,2}$	260 N/mm²		
$N_{ed}/N_{b,Rd}$ 0,99811 ≤1	Verificato		

VERIFICA A RESISTENZA (trazione)			
$N_{ed}/N_{t,Rd}\leq1$			
$N_{ed}=Max(N_{trazi})$	1.050 kN		
$N_{t,Rd}=A_g*f_0/\gamma_{M1}$	1.054 kN	γ_{M1}= 1,1	(Pag.44)
$N_{ed}/N_{t,Rd}$ 0,9965 ≤1	Verificato		

Tabella 4.17 Riassumono le verifiche svolte per le aste.

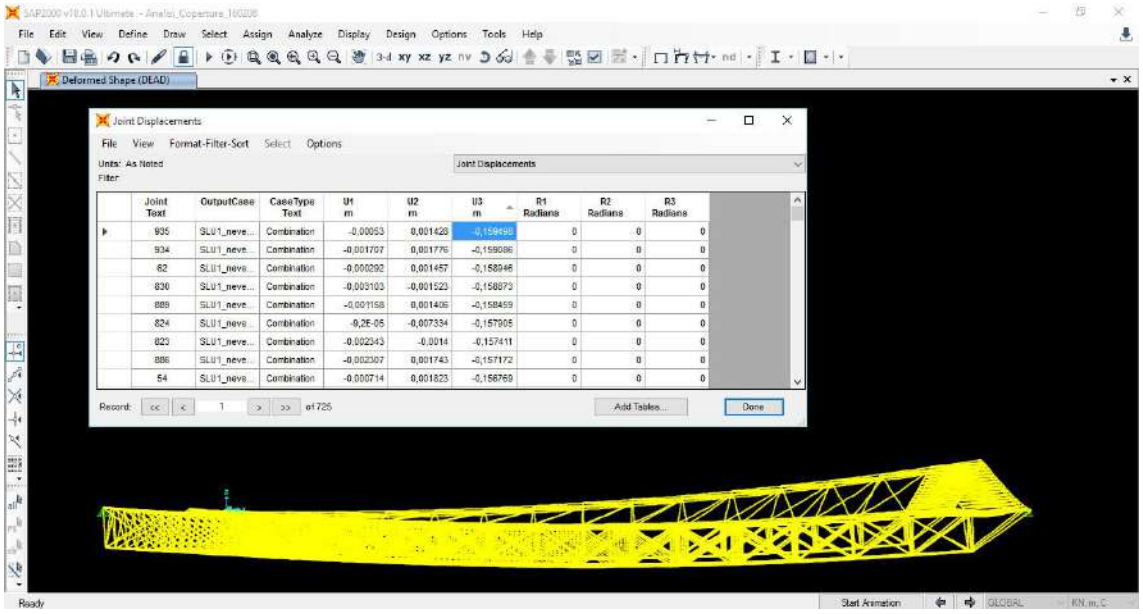


Fig. 4.72 Struttura deformata e resoconto degli spostamenti

Un altro spostamento da prendere in considerazione è quello orizzontale lungo l'asse X, ovvero verso il terminal esistente. In caso di sisma, è bene che la nuova costruzione non si scontri con quella originaria costruita a fianco generando il fenomeno di martellamento che provoca il danneggiamento delle due. Lo spostamento massimo che ha la nuova copertura soggetto all'azione del vento è di 6 cm, a questo si deve aggiungere lo spostamento dei pilastri (non studiato in questa tesi). La normativa[36] stabilisce che in generale lo spazio tra gli edifici affiancati non debba essere inferiore a 1/100 della loro altezza. In questo caso il terminal è alto circa 24 m per cui si deve realizzare un giunto sismico di almeno 24 cm.

Infine si ricorda che il modulo studiato è quello più lungo e che è sottoposto a maggiori carichi e deformazioni, quindi per tutte le altre campate ci si aspetta un comportamento ancora migliore della reticolare.

4.5.10 Risultati

Per lo studio della copertura si è partiti dal concept delle Gaggiandre per poi svilupparlo sia a livello ingegneristico-strutturale che a quello architettonico.

Infatti, internamente, si è scelto di creare una parte centrale del “modulo” di 12 m (la zona delle falde) che crei un vuoto, una proiezione verso il cielo in mezzo alla copertura piana,

[36] (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)

così da richiamare la funzione dell'edificio. Questo effetto può essere accentuato da falde vetrate con dei meccanismi di oscuramento automatici a tenda che, anche se aumentano il peso gravante sulla reticolare, permettono un'illuminazione naturale e più omogenea degli spazi interni. In questo modo le aree al di sotto delle falde acquistano più rilevanza e potrebbero essere usati come punti focali per aree espositive o eventi particolari. Infatti sono sempre di più i grandi marchi che investono negli aeroporti per la pubblicità, basti pensare all'industria automobilistica nell'aeroporto Guglielmo Marconi di Bologna. Un'altra alternativa per questi spazi potrebbe essere quella di dedicarli ad un uso museale, in cui esporre l'evoluzione dell'aeroporto tramite modelli in scala (scelta già effettuata in altri importanti Hub internazionali). Come visto si può vere una grande varietà di destinazioni d'uso per queste zone che vengono messe in risalto dalla luce e dalla percezione spaziale e questo può avere anche un riscontro economico positivo per l'aeroporto stesso.

Rimanendo su quest'ultimo tema la proposta di copertura attraverso una reticolare spaziale in alluminio può portare ad un considerevole risparmio sul costo delle opere di costruzione rispetto alla struttura in acciaio di Oneworks.

Se si considera solo il primo blocco del tetto[37], quello più vicino al terminal esistente, per la copertura in acciaio sono necessari circa 37 m^3, con un peso di 290.000 Kg. Nel caso della reticolare la stessa porzione di copertura è realizzata con 13 m^3 di alluminio, per uno sviluppo longitudinale delle aste di 40,5 km, dal peso di 35.000 Kg, permettendo un risparmio di materiale dell'88%.

Questa grande divario consente anche un risparmio sul costo complessivo, sebbene costruire in alluminio costi quasi tre volte che costruire con l'acciaio (rispettivamente 8 €/Kg contro i 3 €/Kg)[38]: in questo modo si spenderebbero 280.000 € contro i 870.000 €, con un risparmio del 67% solo per il Blocco 1.

A questo si deve aggiungere la manutenzione periodica dell'acciaio, che viene quasi azzerata per quanto riguarda l'alluminio poiché molto più resistente all'aggressione degli agenti atmosferici.

Un altro tipo di risparmio è quello che deriva indirettamente dal peso. Una copertura così leggera consente di diminuire i carichi sui pilastri e successivamente sulle fondazioni,

[37] "Blocco 1"
[38] (Ing.Forum, s.d.)

opere molto costose soprattutto in ambiente lagunare poiché costituite da pali la cui lunghezza e dimensione dipende dalle forze da distribuire nel terreno.
La reticolare consente facili e veloci cambiamenti della sua struttura, mentre l'alluminio è un materiale quasi totalmente riciclabile, quindi eventuali future modifiche all'assetto attuale del terminal saranno agevolate sia a livello costruttivo che di materia prima.

5 - Conclusioni

La tesi prende spunto e si inserisce nell'ambito di un progetto più ampio che prevede la riorganizzazione dell'assetto degli aeroporti italiani, individuando 10 bacini strategici di traffico omogeneo posti a due ore di macchina di distanza l'uno dall'altro in modo da coprire tutto il territorio italiano: il Piano Nazionale degli Aeroporti. Uno di questi aeroporti è proprio il Marco Polo di Venezia.

Si è iniziato a parlare di questo progetto più di un decennio fa, ma la crisi del 2008 ne ha ritardato l'attuazione nonostante che il settore aeroportuale sia stato tra i primi a riprendersi. Questo fatto ha dimostrato le sue potenzialità e rafforzato la convinzione della sua necessità.

La tesi si è concentrata sull'ampliamento dell'area extra-Schengen entro l'orizzonte temporale del 2021, in particolare sull'ampliamento del piazzale di sosta degli aeromobili e sulla forma e la struttura della copertura del terminal.

La prima parte ha riguardato l'aspetto più ingegneristico-infrastrutturale, cercando di ridisegnare un piazzale il cui traffico aereo aumenterà del 20,4% tra il 2015 e 2021, passando dagli attuali 23.800 movimenti annui ai 30.000. Per questo motivo è stato condotto uno studio per identificare quali modelli di velivoli costituissero lo spettro di traffico grazie al quale si sono potute progettare una geometria preliminare degli stand e le pavimentazioni rigide e flessibili che ne assorbiranno i carichi durante la loro vita utile, stimata pari a vent'anni. Successivamente è stato realizzato il nuovo andamento altimetrico del piazzale ed è stato verificato che la posizione degli stalli rispettassero le distanze e le superfici di delimitazione ostacoli descritte in normativa. A questo riguardo è stato necessario creare una seconda configurazione di parcheggio per gli aerei di codice E, quando la pista di volo ausiliaria è in uso, avvicinandola al terminal e chiudendo al transito degli autoveicoli la perimetrale che separa gli stands del corpo dell'edificio. Fissata la geometria del piazzale, si è potuto disegnare la segnaletica orizzontale che guida i piloti dalla pista di volo fino al parcheggio e che identifica e separa lo stallo da tutte le altre aree. Si sono così create diverse configurazioni di occupazione degli stands per far fronte alle richieste del traffico.

L'obiettivo è quello di permettere ad una maggiore quantità di aerei di dimensioni sempre più grandi di poter circolare e sostare all'interno del Marco Polo con maggiore facilità e

velocità, incentivando le compagnie aeree (i veri motori economici di un aeroporto) a investire su questa meta.

Nella seconda parte si è studiato il concept architettonico che ha ispirato la realizzazione della facciata del terminal. Essendo è il primo elemento che viene visto dai passeggeri, ha il compito di identificare l'aeroporto e trasmettere una prima impressione del luogo che stanno per visitare. Per l'edificio sono state riprese le forme dell'Arsenale di Venezia, in particolare di due *squeri* di grandi dimensioni detti Gaggiandre che avevano il compito di ospitare alcune imbarcazioni senza doverle portare a secco. Questi due edifici del 1571 erano a pianta rettangolare, costituiti da inserti murari su cui appoggiavano le capriate, le quali, a loro volta, sorreggevano il tetto. In realtà è più corretto parlare di incavallature piuttosto che di capriate in quanto erano delle strutture fortemente iperstatiche le cui parti erano strettamente collegate tra di loro creando una struttura rigida, la quale venne rimaneggiata dagli austriaci in un restauro a metà Ottocento secondo i criteri della neonata scienza delle costruzioni. Questi interventi, realizzati direttamente sulle incavallature poste in opera, erano mirati a trasformarle in strutture isostatiche modificandone i nodi e aggiungendovi degli elementi. Da questa composizione trae ispirazione l'architetto Mar nel 2002 quando realizza l'attuale facciata del terminal riprendendo la forma delle Gaggiandre ma sostituendovi delle capriate Polonceau in acciaio e legno lamellare, materiali propri dei giorni nostri.

In continuità con quanto detto finora, nella terza parte della tesi si mette a confronto il lavoro di Oneworks per la copertura delle nuove aree adibite ai terminal con uno elaborato dal tesista. La struttura utilizzata dallo studio di progettazione riprende anch'essa le forme delle Gaggiandre movimentandole ulteriormente, ma ne stravolge la configurazione lasciando una capriata sul fronte air side e realizzando il resto della copertura con delle reticolari piane inclinate, il tutto in acciaio. Poiché le dimensioni del nuovo edificio variano notevolmente da un estremo all'altro, dove la distanza tra i punti di appoggio è maggiore (40 m) viene inserito un pilastro a metà della lunghezza per ridurre le deformazioni del tetto. Seppur estremamente funzionale esso è un elemento che viene aggiunto nel momento in cui la struttura non è più adeguata alle necessità: si cerca di realizzarne una che lo sia in tutti i punti del terminal e che, magari, porti anche dei vantaggi economici. Per questi motivi si sceglie di utilizzare una reticolare spaziale in alluminio e la si progetta in modo tale la variazione di area da coprire possa corrispondere ad una variazione delle maglie che la compongono, cercando di creare delle aste che siano

il più possibile standardizzate. La scelta dell'alluminio è invece dovuta alla sua leggerezza, alla resistenza agli agenti atmosferici e alla possibilità di realizzare le leghe con le altre resistente meccaniche. La struttura che viene proposta pesa circa l'80% in meno, il che si traduce in un risparmio di più del 60% solo per i costi di produzione, senza dimenticare quelli di manutenzione che per l'alluminio sono molto più bassi rispetto all'acciaio. Infine il materiale è totalmente riciclabile con conseguente riduzione del costo delle materie prime nel caso di un ulteriore ampliamento dell'aeroporto.

Appendice A. - L'alluminio

A.1 LA NASCITA DELL'ALLUMINIO

L'elemento dell'alluminio fu isolato per la prima volta dal chimico inglese Davy nel 1807 e vent'anni dopo il tedesco Woehler ottenne il primo bottone con il nuovo metallo, conservato ancora oggi nel museo storico dell'università di Gottinga. Tuttavia realizzare oggetti con il nuovo metallo era molto costoso e il primo passo verso l'industrializzazione venne compiuto a metà dell'ottocento dal francese Sainte-Claire Deville che mise a punto una prima reazione di riduzione elettrolitica dell'alluminio a partire dal cloruro doppio di Al e Na, più economica. Tale processo venne perfezionato e brevettato contemporaneamente nel 1886 dal francese Heroult e dallo statunitense Hall, dando così il via alla produzione industriale. All'inizio questo materiale era usato per realizzare oggetti ornamentali, ma grazie alle sue caratteristiche di leggerezza e resistenza venne largamente utilizzato durante la prima guerra mondiale.

A.2 DAL MINERALE ALL'ELEMENTO STRUTTURALE

A.2.1 Il processo produttivo

La produzione dell'alluminio parte dalla bauxite che contiene allumina (Al_2O_3), ossido di ferro, silicio e acqua di idratazione. L'allumina viene separata dagli altri componenti della bauxite in una soluzione di NaOH ad alte temperature e successivamente posta in una cella di Hall-Heroult. La cella opera a una temperatura di 930-980°C e con un processo di ossidoriduzione si ottiene l'alluminio puro in stato fuso. Questo processo richiede molta energia: si pensi che per ogni kg di alluminio sono necessari 25-30 kWh, ma d'altro canto la lavorazione delle sue leghe ne richiede poco poiché il suo punto di fusione è di 660°C. L'alluminio grezzo viene colato in lingotti o trasformato in billette per poi essere lavorato. I processi produttivo sono vari:

- laminazione a caldo per lamiere con spessore di 5-6 mm;
- laminazione a freddo per spessori minori, producendo un laminato con forte incrudimento;
- fucinatura;

- trafilatura;
- estrusione;
- fusione.

L'estrusione è una tecnica che in carpenteria viene utilizzata solo con l'alluminio e consente di produrre profili con una sezione qualsiasi ad una bassa temperatura. Questo è uno dei principali vantaggi del materiale rispetto all'acciaio che lo rende molto appetibile sul mercato. L'estrusione avviene riscaldando la billetta ad una temperatura inferiore quella di fusione, la si introduce in una pressa sulla cui uscita è posta una matrice sagomata (di solito in acciaio temprato). Attraverso lo stantuffo si applica una pressione su materiale che varia tra 250 e 1000 N/mm^2. La più grande limitazione dell'estrusione consiste nelle dimensioni della pressa, le massime dimensioni della sezione possono essere iscritte in una circonferenza di 500 mm di diametro oppure in un rettangolo di dimensioni 600x200 mm circa. Un altro processo tipico delle leghe di alluminio che non trova riscontro in siderurgia è il "raddrizzamento per trazione". Questo consiste nel raddrizzare l'elemento estruso uscito dalla pressa (curvato a causa della gravità) appoggiandolo su un banco di raddrizzamento lungo fino a 50 m e applicandogli una trazione dell'ordine di 2000 kN.

Una tecnica che permette ancora più libertà di forma spaziale è la fusione, dalla quale si ottengono sezioni monoblocco.

A.2.2 Le leghe e la loro classificazione

L'alluminio è un materiale molto duttile, con una deformazione ultima ε_u=30-40%, ma con modesta resistenza meccanica che può essere aumentata fino a circa $f_{0,2}$=100 N/mm^2 con processi di incrudimento a scapito delle deformazioni. Per questo motivo si realizzano le leghe di alluminio, dette "leghe leggere", ottenute aggiungendo determinate quantità di altri elementi come il magnesio, il silicio, zinco, il rame o il manganese. Si usano anche degli additivi quali il nichel, il cobalto, di cromo, il ferro, eccetera. Le proprietà più importanti di questi leganti sono:

- magnesio: diminuisce la temperatura di fusione fino a 451°C, facilita l'incrudimento e aumenta la resistenza alla corrosione marina;
- silicio: incrementa la resistenza meccanica e la duttilità, usato con il magnesio abbassa ulteriormente la temperatura di fusione;

- zinco: aumenta la resistenza meccanica, in certi casi aumenta la sensibilità alla corrosione sotto tensione;
- rame: aumenta la resistenza meccanica ancora di più dei due elementi precedenti ma aumenta la sensibilità alla corrosione e diminuisce la duttilità.

Le leghe possono essere divise in base alle modalità di produzione: quelle da fonderia e quelle da lavorazione plastica. Le prime sono realizzate colando gli elementi fusi in getti, mentre le seconde subiscono delle deformazioni meccaniche senza mai arrivare al punto di fusione, come la laminazione a caldo o freddo, l'estrusione, la fucinatura e la trafilatura. Inoltre le leghe possono essere soggette o meno a trattamenti termici che ne aumentano le resistenze meccaniche a scapito, a volte, nella duttilità.

Queste possono essere classificate in due modi: secondo la designazione numerica, tipica americana, o secondo quella alfanumerica, promossa dalla ISO, anche se in realtà entrambe le classificazioni sono usate in tutto il mondo. La designazione numerica identifica ogni lega con quattro numeri, il primo identifica il elegante principale:

1 xxx - alluminio puro al 99% e oltre;

2 xxx - rame;

3 xxx - manganese;

4 xxx - silicio;

5 xxx -magnesio;

6 xxx - magnesio e il silicio;

7 xxx - zinco;

8 xxx - altri elementi;

9 xxx - serie non più usate.

Nel gruppo 1 la seconda cifra identifica le impurità, la terza e la quarta città identificano la percentuale in alluminio oltre il 99%. Per i gruppi dal 2 all'8 la seconda cifra identifica la lega originale (0) o le sue modifiche (da 1 a 9), mentre le ultime due cifre la inquadrano all'interno di ciascun gruppo.

Nella classificazione alfanumerica la lega di alluminio è solitamente identificata dal simbolo chimico degli elementi che la costituiscono seguiti da un numero che indica la sua percentuale. Bisogna tuttavia osservare che la simbologia alfabetica cambiava in ogni paese dell'unione europea fino a poco tempo fa ed è comune ritrovare ancora tale designazione. Si riporta la tabella con la classificazione italiana (Tabella A.1).

ITALIA

	DESIGNAZIONE		STATO	PRODOTTI	CARATTERISTICHE MECCANICHE		
	Internazionale	Nazionale					
	USA	UNI			$f_{0,2}$ (Nmm^{-2})	f_t (Nmm^{-2})	ϵ_t (%)
LEGHE DA LAVORAZIONE PLASTICA	5083	P-AlMg4.5	R	tutti	110	245	20
	6063	P-AlSiO.5Mg	TA 16	profilati	150	195	12
			TaA	profilati	150	185	11
	6061	P-AlMg1SiCu	TA 16	profilati	235	255	8
			TA 16	lamiere	235	285	9
	6082	P-AlSi1MgMn	TA 16	profilati	255	305	10
			TA 16	lamiere	235	285	12
	7020	P-AlZn4,5Mg	TA	profilati lamiere	265	345	10

	DESIGNAZIONE		STATO	TIPO DI GETTO	CARATTERISTICHE MECCANICHE		
	Internazionale	Nazionale					
	ISO	UNI			$f_{0,2}$ (Nmm^{-2})	f_t (Nmm^{-2})	ϵ_t (%)
LEGHE DA FONDERIA	Al-Cu4Si	G-AlCu4S	TA	sabbia	195	245	2
	Al-Si7Mg	G-AlSi7MgMn	TA	sabbia	175	225	2
			TA	conchiglia	175	245	6
	Al-Si 12	G-AlSi 13	grezzo	sabbia	80	165	4
			grezzo	conchiglia	90	175	5
	Al-Zn5Mg	G-AlZn5MgFe	TsN	sabbia	155	215	3
			TcN	conchiglia	165	295	9
	Al-Mg 6	G-AlMg 5	grezzo	sabbia	80	155	3
			grezzo	conchiglia	90	195	8

Tabella A.1 Classificazione italiana delle leghe di alluminio.

Un ulteriore classificazione è definita in base allo stato di produzione. In questo caso la classificazione della lega è seguita da un ulteriore lettera o una coppia lettera-numero che ne definisce, per esempio, la ricottura, l'incrudimento, la temperatura, l'invecchiamento, eccetera.

Particolare attenzione si pone sulla lega 6082-T6, una lega di alluminio costituita da magnesio e silicio sotto forma di composto intermetallico Mg_2Si con buona solubilità solida e che permette il trattamento termico. Quest'ultimo è composto da una prima fase di temperatura che ne aumenta la resistenza e da una seconda di rinvenimento. La temperatura è un processo di raffreddamento veloce del materiale, mentre il rinvenimento consiste nel riscaldare la lega fino ad una determinata temperatura, inferiore al punto di fusione, in cui si annullano gli effetti di fragilità provocati nella prima fase. Tale lega è quella usata nel progetto per la copertura del terminal extra-Shengen con un sistema reticolare spaziale.

A.2.3 Imperfezioni geometriche

Le “aste industriali” presentano sempre una deformazione iniziale causata dal processo produttivo e schematizzata attraverso un'espressione sinusoidale o parabolica in funzione del parametro v_0 (freccia mezzeria). Controlli fatti sui profili estrusi prodotti in Europa hanno mostrato che lo scarto massimo rispetto alla perfetta rettilineità è contenuta entro L/2.000, circa la metà di quello riscontrato nei laminati in acciaio e ben sotto i minimi normativi.

Altre imperfezioni geometriche riguardano la sezione trasversale la cui altezza, larghezza e spessore possono variare. Le normative definiscono una tolleranza dell'1% sulle dimensioni generali per la sezione aperta, mentre per i profili cavi si accettano valori superiori. Imperfezioni del profilo cavo è detta "eccentricità" ed è il rapporto fra la massima deviazione Δt dello spessore reale rispetto a quello medio t e quest'ultimo (Fig. A.1):

$$\frac{\Delta t}{t} = \frac{t_{max} - t}{t}$$

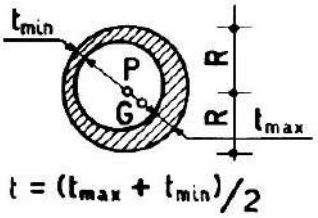


Fig. A.1 Eccentricità dei profili tubolari.

Secondo le norme il rapporto deve essere inferiore al 10% e il misure effettuate su campioni di aste europee ha fornito risultati con un eccentricità media del 5%. Questo tipo di imperfezione è molto importante per le aste soggette a compressione perché il carico applicato P non coincide più con il baricentro G della sezione, creando un'instabilità che si somma a quella causata dalla curvatura longitudinale.

A.2.4 Imperfezioni meccaniche

I processi produttivi possono generare degli stati tensionali interni autoequilibrati di natura elastica. Questo dipende dai trattamenti termici, come il raffreddamento dopo l'estrusione, o da quelli di tipo meccanico, come la laminazione e il raddrizzamento per

trazionamento. Le autotensioni di origine termica sono dovute alla raffreddamento non uniforme dei profili e l'intensità di tale fenomeno è tanto maggiore quanto più bassa è la conduttività termica *k* del materiale. Inoltre è direttamente proporzionale al calore specifico *c*, al coefficiente di dilatazione termica α e al peso specifico γ del materiale. Questi parametri sono raggruppati nel fattore di diffusione termica, che per le leghe di alluminio è circa 10 volte più grande che per l'acciaio, garantendo quindi una maggiore diffusione del calore e rendendo tali imperfezioni trascurabili.

A.3 LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

A.3.1 Le proprietà fisiche generali

Le principali proprietà fisiche a temperatura ambiente dell'alluminio sono riportate in Tabella A.1, dove sono posti a confronto con quelle dell'acciaio:

PROPRIETA'	ALLUMINIO	ACCIAIO
Peso specifico medio (kg/m^3)	2.700	7.850
Punto di fusione (°C)	658	1.450
Coefficiente di dilatazione termica lineare	24 x 10^{-6}	12 x 10-^{6}
Calore specifico (cal/g)	0,225	0,12
Conducibilità termica (cal·cm·sec·°C)	0,52	0,062
Resistività elettrica (μ·Ω·cm)	2,84	15,5
Modulo di Young (N/mm^2)	68.500	206.000

Tabella A.2 Proprietà fisiche dell'alluminio e dell'acciaio.

Si nota che:

- il peso specifico dell'alluminio è un terzo di quello dell'acciaio;
- il modulo di Young è un terzo rispetto a quello dell'acciaio;
- il coefficiente di dilatazione termica è il doppio dell'acciaio.

A.3.2 Le proprietà meccaniche

Le caratteristiche reologiche dell'alluminio sono fornite dalla prova a sola trazione, il cui diagramma σ-ε è di tipo continuo, ma a differenza dell'acciaio non presenta il tratto dello snervamento. Dopo un tratto elastico lineare fino alla tensione di proporzionalità f_p (corrispondente ad una deformazione residua dello 0,01%) il diagramma perde la sua linearità generando un "ginocchio", più o meno accentuato la seconda della lega. Al posto della tensione di snervamento si assume a livello internazionale la tensione $f_{0,2}$ a cui corrisponde una deformazione residua dello 0,2%. Continuando la prova di trazione si raggiunge il valore di rottura f_t corrispondente ad un incremento oltre il quale si genera il fenomeno della strizione. Oltre tale valore e il materiale continua a deformarsi ma con tensioni minori (Fig. A.2).

Le leghe di alluminio coprono una vasta gamma di resistenze meccaniche: da qualche decina di N/mm^2 per l'alluminio puro fino a 500 N/mm^2 per le serie 7000, pur mantenendo una duttilità sufficiente per le applicazioni strutturale.

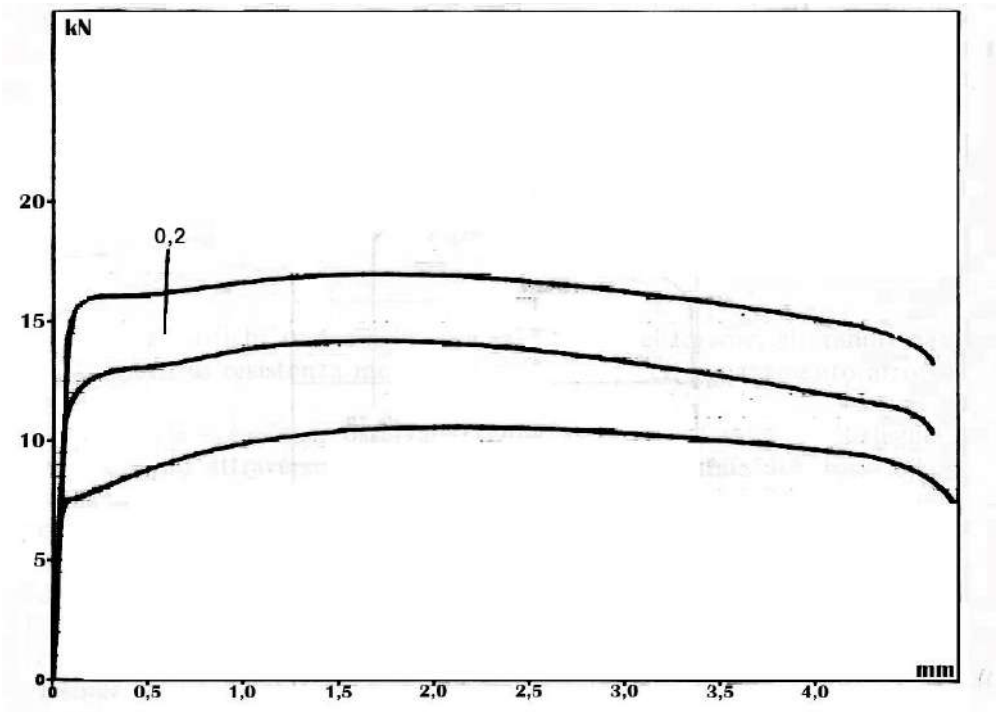


Fig. A.2 Andamento generale della relazione tensione e deformazioni per l'alluminio.

A.3.3 Caratterizzazione legge σ-ε

La curva σ-ε di una lega di alluminio è difficilmente interpretabile attraverso una schematizzazione di tipo elastico-perfettamente plastico così come difficilmente classificabile sulla base del suo comportamento meccanico per diverse ragioni. Innanzitutto non esiste una tensione di snervamento in cui il diagramma cambi aspetto, ma si fa riferimento al valore convenzionale f_{02}. Inoltre è necessario considerare che il modulo elastico E varia di lega in lega e che i trattamenti industriali nel momento della produzione modificano l'effetto incrudimento del diagramma, generando andamenti totalmente diversi. Per questo motivo si fa riferimento ad un materiale con l'andamento inelastico di cui esistono varie schematizzazioni.

Nel 1959 K. Sutter propose una prima classificazione per le leghe di alluminio e magnesio dividendole in tre classi e collegando l'andamento della legge σ-ε al trattamento termico subito attraverso *il parametro di incrudimento*:

$$f_{0,2}/f_{0,1}$$

in cui $f_{0,1}$ è la tensione a cui corrisponde una deformazione residua dello 0,1%.

Altri modelli per interpretare il legame costitutivo consiste nell'uso di diagrammi a tratti. Nel diagramma bilatero (Fig. A 3a) il primo tratto esprime il comportamento elastico, la cui pendenza è il modulo elastico E_0, mentre il secondo definisce la parte incrudente attraverso E_1. L'incontro di due segmenti definisce la tensione f_p, il limite elastico di proporzionalità.

Queste schematizzazione può essere migliorata aggiungendo un tratto intermedio e tangente alla reale curva in corrispondenza del ginocchio (Fig. A 3). Ai tre tratti corrispondono tre moduli di elasticità E_0, E_1, E_2 e due tensione di riferimento f_1 e f_2.

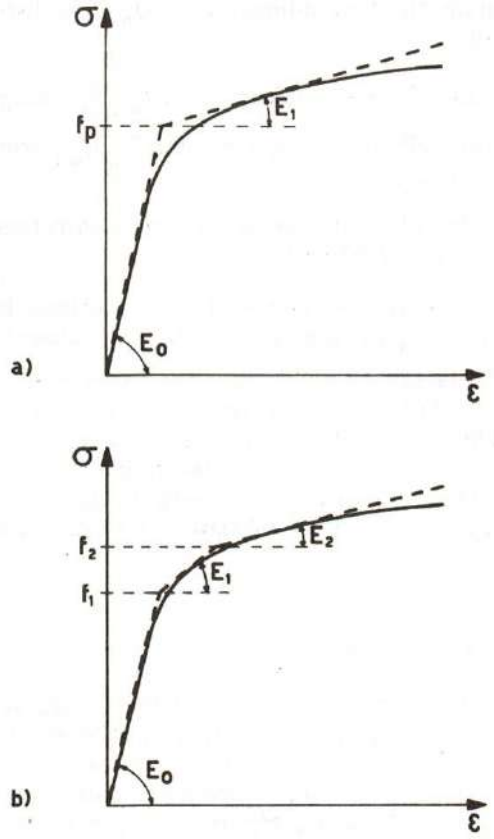


Fig. A 3 Schematizzazione a tratti della legge σ-ε.

Infine ci sono diversi modelli di tipo continuo della legge $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ generalmente divise in tre intervalli (Fig. A. 4):

- zona 1: comportamento elastico;
- zona 2: comportamento inelastico;
- zona 3: comportamento incrudente.[1]

[1] (Mazzolani, Aluminium Structural Design, 2003)

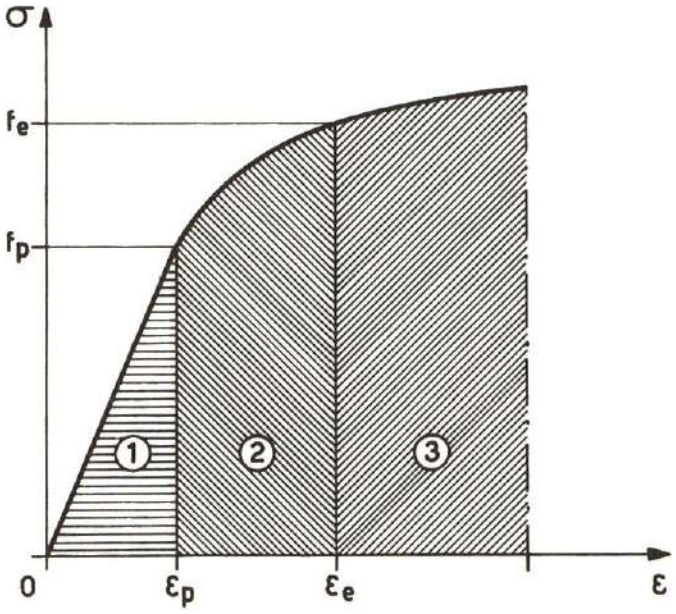


Fig. A. 4 Diagramma di tipo continuo della legge σ=σ(ε).

Il modello continuo di Baehre prevede l'integrazione di tre curve (una per intervallo), due a due con un punto in comune, mentre Ramberg e Osgood definiscono la legge attraverso un'unica espressione:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{B}\right)^n$$

con:

E modulo di elasticità all'origine;

B, n sono parametri forniti dai dati sperimentali sulla lega; "n" è legato al parametro di incrudimento $f_{0,2}/f_{0,1}$ (quindi al trattamento termico subito) e definisce l'andamento del tratto inelastico del diagramma. B, invece, esprime l'estensione del tratto in cui il primo termine σ/ε è prevalente rispetto secondo $(\sigma/B)^n$.

Se il rapporto $f_{0,2}/f_{0,1}$ tende a 1 vuol dire che i due valori coincidono e che quindi sono presenti solo due tratti: quello elastico e quello plastico. In questo caso n tende all'infinito e la legge diventa quella caratteristica dell'acciaio dolce.

Infatti:

- $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$, per $\frac{\sigma}{B} < 1$ (tratto perfettamente elastico);
- $\varepsilon = \infty$, per $\frac{\sigma}{B} > 1$ (tratto perfettamente plastico).

Le curve di Ramberg-Osgood limitano inferiormente i valori sperimentali dei diagrammi σ-ε ottenuti confrontando varie tipologie di legge, avendo scelto un valore limite inferiore per il modo di Young (E= 70.000 N/mm^2).

Nell'applicazione di questa legge si riscontra una difficoltà di carattere pratico: le tabelle da cui si ricavano i valori caratteristici di una lega non sempre riportano il valore di $f_{0,1}$, rendendo impossibile il calcolo dell'esponente n. A tale riguardo sono state ipotizzate diverse soluzioni, la più semplice, ma comunque più vicina alla realtà, è nella proposta di Steinhardt secondo cui:

$$n = f_{0,2}$$

espresso in daN/mm^2.

A.3.4 Instabilità piana delle aste compresse

L'instabilità delle aste è un fenomeno tipico degli elementi snelli soggetti a compressione e consiste nella loro rottura, a causa di una deformazione eccessiva, prima ancora di raggiungere la tensione ultima. Si parla di instabilità piana quando l'inflessione dell'asta è contenuta in un piano ed è un fenomeno proprio delle sezioni dotate di doppia simmetria. Il piano contenente la deformata è quello principale di inerzia minima, nel caso in cui le condizioni di vincolo dell'asta siano le stesse nelle due direzioni principali, o quello di massima snellezza, nel caso di diverse condizioni di vincolo. Si deve inoltre considerare che l'asta in opera ha un comportamento diverso rispetto all'elemento teorico a causa delle imperfezioni geometriche e meccaniche del processo produttivo. La relazione N-λ definisce su un piano adimensionale l'andamento delle curve di instabilità:

- $\bar{N} = \frac{\sigma_c}{f_{0,2}}$;
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi\sqrt{E/f_{0,2}}} = \frac{\lambda}{\lambda_0}$;

con i seguenti significati:

σ_c tensione del collasso corrispondente alla forza N_c che provoca l'inflessione laterale dell'asta;

$\lambda = \frac{L_c}{i}$ snellezza dell'asta.

L_c lunghezza libera di inflessione della considerato;

i raggio di inerzia della sezione trasversale giacente sul piano principale in cui si valuta L_c.

La tensione del collasso dipende dal tipo di legame costitutivo e, in assenza di imperfezioni, si calcola come:

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 \cdot E_{t,med}}{\lambda^2}$$

essendo $E_{t,med}$ il modulo tangente medio dell'intera sezione trasversale, calcolato derivando la legge di Ramber-Osgood:

$$E_{t,med} = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \frac{E \cdot B^n}{B^n + n\sigma^{n-1} \cdot E}$$

A.3.5 Resistenza agli agenti atmosferici

L'alluminio non necessita in genere di alcuna protezione nei riguardi degli attacchi corrosivi di natura atmosferica e chimica. Infatti eventuali fenomeni localizzati hanno la tendenza ad arrestarsi naturalmente, contrariamente all'acciaio.

Si può fare una distinzione tra la "corrosione estetica" e quella "strutturale".[2] La prima intacca la parte esterna dell'oggetto e ne rovina l'aspetto senza però compromettere le sue caratteristiche, come invece fa la seconda. Ciò è dovuto al fatto che l'ossido di alluminio è molto più stabile dell'alluminio stesso e aderisce saldamente alla superficie, proteggendo l'interno. Questa pellicola ha uno spessore di qualche micron, ma può essere aumentato artificialmente dai 20 fino ai 100 micron. Più puro è l'alluminio tanto maggiore è la sua resistenza alla corrosione, essa è una barriera ottimale sia in atmosfera marina che in quella industriale e resiste bene anche a contatto diretto con acqua. La resistenza delle leghe dipende invece dagli elementi:

- magnesio: con un contenuto tra il 5% e il 6% la migliora rispetto ad alcuni agenti;
- silicio: la riduce, ma se un unito insieme al magnesio dà buoni risultati seppur di un po' inferiori a quelli di partenza;
- zinco: la abbassa notevolmente, ma se viene legata al magnesio e trattata termicamente si ottiene un buon risultato;
- nichel, ferro, rame: anche se aggiunti agli elementi precedenti la riducono a valori molto bassi.

[2] (Mazzolani, La Progettazione delle Strutture in Leghe d'Alluminio, 1986)

La corrosione dipende anche dal processo produttivo, dai trattamenti termici subiti e dallo stato tensionale a cui è soggetto all'elemento.
Molto importante è ciò che viene quando l'alluminio entra in contatto con un altro metallo e fra di essi vi è un liquido. Quest'ultimo inizia ad agire come un elettrolita e il materiale che possiede la tensione potenziale più bassa si scioglie, spostandosi sull'altro metallo. Nel caso dell'acciaio la differenza di tensione potenziale è molto alta e a favore della lega ferro-carbonio, è quindi buona norma costruttiva evitare il contatto diretto tra i due materiali inserendo adeguati strati isolanti. Per mantenere inalterata la resistenza alla corrosione delle leghe di alluminio è bene evitare il contatto anche con altri materiali non metallici, come il calcestruzzo, le malte, il laterizio e il legno; in questi casi si utilizzano vernici bituminose ed epossidiche.
La resistenza agli agenti atmosferici riduce la quantità di lavoro necessaria per la manutenzione e di conseguenza ne diminuisce sensibilmente le spese.
Per ciò che riguarda le temperature l'alluminio mantiene le sue caratteristiche di residenza anche alle basse temperature, rendendo possibile il suo impiego in climi freddi, senza il pericolo di rottura fragile degli elementi strutturali. Alle alte temperature, invece, le caratteristiche meccaniche diminuiscono a partire dagli 80-100°.

A.4 CONFRONTO TRA ACCIAIO E ALLUMINIO

Volendo riassumere le caratteristiche dell'alluminio si può costruire la Tabella A. 3 che mette a confronto alcune sue leghe con gli acciai carpenteria S235 e S350.

	LEGHE DI ALLUMINIO		ACCIAIO	
$f_{0,2}$ o f_y (N/mm)	Al-Mg-Si	260	S235	235
	Al-Zn-Mg	360	S355	355
f_t (N/mm)	Al-Mg-Si	320	S235	360
	Al-Zn-Mg	410	S355	310
E (N/mm^2)	70.000		206.000	

ϵ_t	10-25%	25-30%
γ $(\mathrm{N/mm^3})$	27.000	78.000
α $(°\mathrm{C}^{-1})$	$2{,}4 \cdot 10^5$	$1{,}2 \cdot 10^5$

Tabella A. 3 Confronto tra leghe di alluminio e acciaio da carpenteria.

Si osserva che le leghe di alluminio hanno praticamente lo stesso limite elastico degli acciai e in generale si può affermare che i primi offrono una scelta migliore in quanto possono contare su una vasta gamma di resistenze, ognuna con le sue peculiarità, che si possono adattare meglio alle condizioni in cui la struttura si trova. Entrambi i materiali hanno un comportamento elastico lineare fino al limite elastico, dopo di che l'acciaio presenta il tratto di snervamento e il successivo incrudimento fino alla tensione ultima. Il modulo elastico dell'alluminio è circa 1/3 rispetto a quello dell'acciaio, di conseguenza le deformazioni e i fenomeni di instabilità dell'equilibrio per gli elementi compressi sono molto più accentuati e richiedono molta attenzione. Allo stesso rapporto sono legati anche i pesi specifici dei due materiali, giocando questa volta a favore dell'alluminio in cui "rendimento meccanico" (f/γ) è molto maggiore[3]. Sta quindi al progettista, che voglia utilizzare leghe di alluminio per i loro vantaggi, scegliere strutture che abbiano elementi poco compressi.

Infine di notevole importanza è il processo produttivo, in particolare l'estrusione. Essa permette di realizzare profili con sezione qualsiasi senza dover ricorrere alla fusione del materiale, consentendo di realizzare elementi che rispondano meglio alle sollecitazioni e allo stesso tempo di risparmiare denaro per la loro produzione.

In generale queste caratteristiche riducono notevolmente i carichi sulle fondazioni, consentono un risparmio energetico nelle fasi di esecuzione e di esercizio della struttura e rendono più agile la sua realizzazione. Perciò si preferisce spesso usare questo materiale rispetto ad altri per le coperture di grandi luci come stabili o infrastrutture (spesso accoppiato una struttura particolare), in ambienti corrosivi e umidi o in opere aventi parti mobili, come ad esempio i pontili apribili, dove la leggerezza si traduce in risparmio energetico durante l'esercizio.[4]

[3] (Mazzolani, Aluminium Structural Design, 2003)
[4] (Mazzolani, La Progettazione delle Strutture in Leghe d'Alluminio, 1986)

Per queste ragioni per lo studio di una copertura alternativa del terminal dell'aeroporto di Venezia è stata scelto come materiale l'alluminio.

Seguono tre esempi di strutture in alluminio realizzate negli ultimi anni usando tecnologie, dimensioni e destinazioni d'uso molto differenti tra loro, per dimostrare la versatilità del materiale (Fig. A. 5, Fig. A. 6, Fig. A. 7, Fig. A. 8 e Fig. A. 9).

Fig. A. 5 Aquatic Centre Rijeka, Croazia 2008.

Fig. A. 6 Esterno del Ferrari World Park -Abu Dhabi 2010.

Fig. A. 7 Interno Ferrari World Park - Abu Dhabi 2010.

Fig. A. 8 Struttura reticolare ad alveare del Padiglione Inghilterra, Expo 2015.

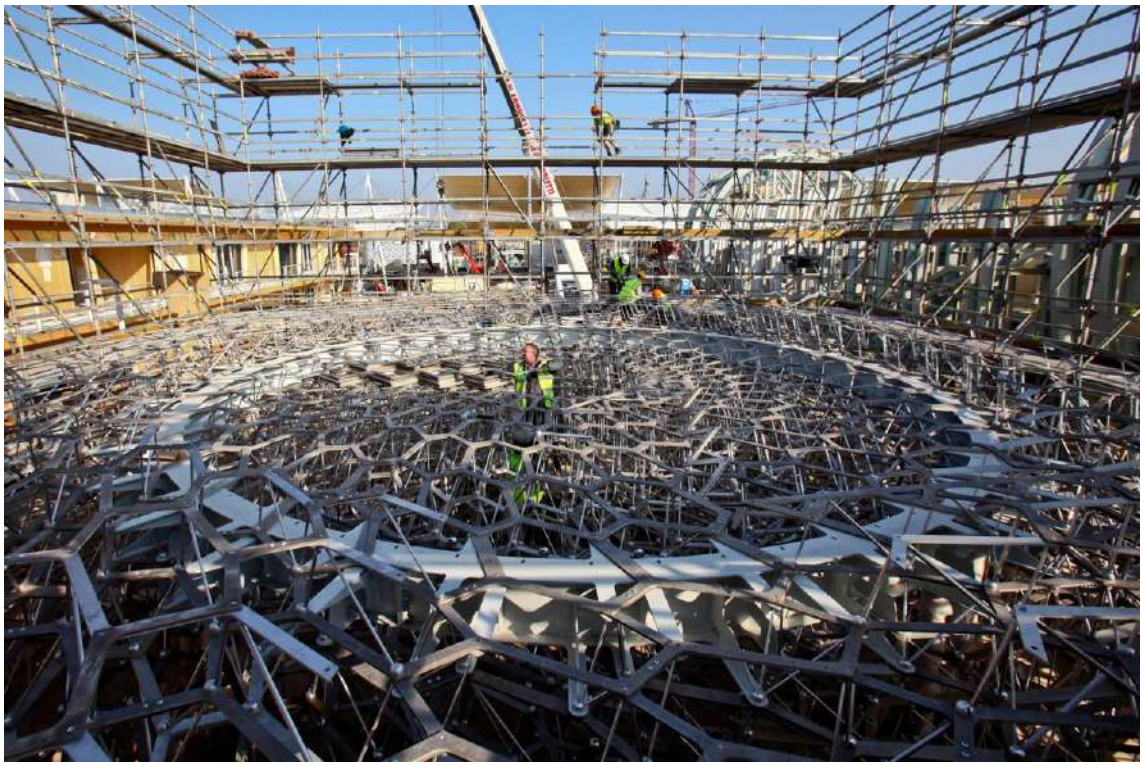


Fig. A. 9 Cantiere del Padiglione Inghilterra, Expo 2015.

A.5 COLLEGAMENTI

La progettazione dei collegamenti in una struttura è essenziale al fine di garantire la sua risposta alle sollecitazioni esterne. Nelle reticolari in alluminio è stato stimato che il peso dei nodi rappresenta circa il 10% del peso totale della struttura, rapporto che può scendere al 4% nel caso si utilizzino principalmente le saldature. In generale queste assicurano la migliore riuscita del collegamento in quanto tendono a ripristinare l'unità materiale, ma devono essere realizzate in particolari condizioni (che si ottengono in officina) e da un personale qualificato. Inoltre il calore sprigionato durante il processo di saldatura può provocare un fenomeno di "softening" del materiale in determinati punti, causando la perdita localizzata di prestazioni.

Il collegamento può essere realizzato anche tramite bullonatura. Sebbene in questo modo aumenti di peso complessivo della struttura, il suo montaggio è più veloce e ed è ideale per assemblare i pezzi in cantiere. Bulloni sono realizzati in alluminio, evitando il più possibile l'acciaio.In alcuni casi la saldatura e la bullonatura possono essere sostituiti con collegamenti meccanici, in cui gli elementi sono sagomati e si incastrano fra loro, o con materiali adesivi.

Altre metodologie, oggi molto utilizzate nelle strutture reticolari spaziali, sono quelle a nodi sferici incavati e filettati realizzati anche questi in alluminio. A seconda del nodo, questi possono ospitare un certo numero di aste disposte nello spazio le quali hanno due filettature opposte alle estremità, così da poter essere assemblate con facilità (Fig. A. 10).

Fig. A. 10 Nodo sferico e incavato in cui inserire le aste.

A.6 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

A.6.1 L'Eurocodice 9

Con la crescita dell'uso delle leghe in alluminio nell'ambito delle costruzioni diversi paesi iniziarono a creare proprie leggi per normare queste strutture. In America fu fondata l'Aluminium Association da cui deriva la classificazione numerica, mentre nel 1970 in Europa fu istituita la Commissione sulle Strutture in Leghe di Alluminio, anche se ogni paese dell'UE aveva le proprie leggi in materia, spesso molto differenti. Dopo molte trattazioni, nelle 1997 fu pubblicato il primo Eurocodice 9 che recepiva le leggi ISO. L'EC 9 è costituita da tre documenti:

- PT 1: "General Rules";
- PT 2: "Structural fire design"
- PT 3: "Structure susceptible to fatigue".

La prima parte definisce le caratteristiche generali del materiale, la metodologia di calcolo (metodo stati limite), il comportamento dei collegamenti, come eseguire i lavori e il collaudo. La seconda parte riguarda il comportamento delle strutture nel caso di incendio e le reazioni delle varie leghe a questa. Infine si descrive il comportamento a fatica e gli standard qualitativi richiesti dalle strutture. L'Eurocodice 9 è stato più volte tornato dalla struttura base è rimasta sempre la stessa, divisa in tre documenti.

1.1.1 Classificazione delle sezioni trasversali

Nel metodo degli stati limite è importante definire il comportamento degli elementi in quattro casi (Fig. A. 11):

1. Stato limite al deformazione elastica: è caratterizzato da fenomeni di instabilità locale;
2. Stato limite elastico: una o più fibre della sezione trasversale raggiungono il massimo stato tensionale in campo elastico;
3. Stato al limite plastico: le fibre della sezione trasversale raggiungono lo snervamento nell'ipotesi di materiale elastico perfettamente plastico;
4. Stato limite del collasso corrisponde alla massima resistenza della sezione trasversale considerando gli effetti di incrudimento; è tipico delle sezioni duttili.

Ogni elemento della struttura ricade in uno di questi quattro Stati limite in funzione della sua sezione trasversale: sezione duttile nel primo, sezione compatta nel secondo, sezione se mi compatta nel terzo e sezione snella nell'ultimo.

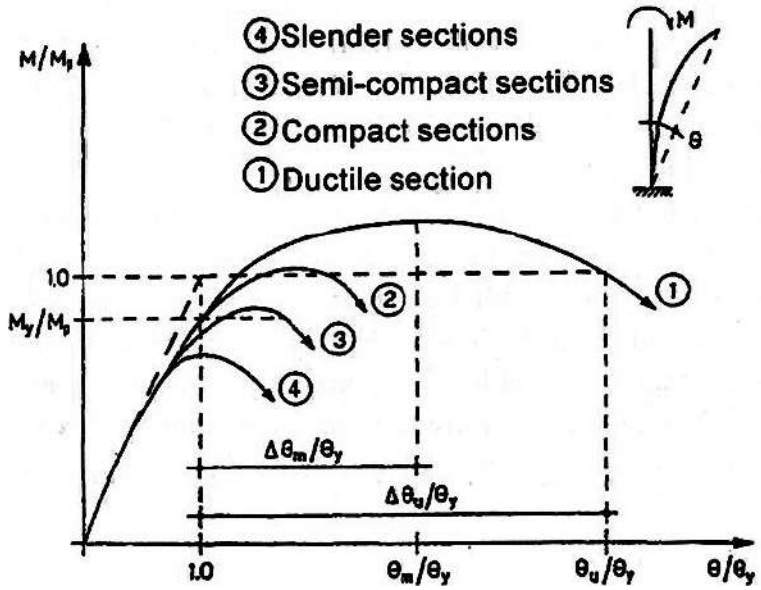


Fig. A. 11 Diagramma duttilità-beneficio plastico.

Il parametro base per definire a quale classe appartenga la sezione trasversale è il rapporto tra la larghezza (b) e lo spessore (t) di ogni elemento:[5]

- Classe 1: b/t ≤ 11;
- Classe 2: 11< b/t ≤16;
- Classe 3: 16< b/t ≤21;
- Classe 4: b/t <21.

Il progetto fa riferimento a sezioni trasversali tubolari e cilindriche di Classe 4, volendo sfruttare lo stato limite del collasso. La struttura è una reticolare spaziale per cui le aste sono soggette solo a carico assiale. Le verifiche da svolgere sono di trazione e stabilità.

1.1.2 Verifica di trazione

Il carico limite ultimo resistente di una data sezione è definito da:

$$N_{Rd} = \alpha_{Nj} \cdot A \cdot f_d$$

dove:

N_{Rd} resistenza di progetto a trazione della sezione trasversale pari al minore tra i valori di:

a) Snervamento generalizzato dell'intera membratura;
b) Rottura locale in corrispondenza di una sezione critica;

il caso in esame è quello a);

f_d valore di resistenza di progetto, assunto uguale al limite elastico f_{02};

A area netta della sezione trasversale;

α_{Nj} fattore di correzione che dipende dallo stato limite scelto, fornito in Tabella A. 4.

Carico assiale	Stato limite	Classe della sezione	Fattore di correzione
N_u	Collasso	Classe 1	$\alpha_{N1} = {f_t}/{f_d}$
N_{pl}	Plastico	Classe 2	$\alpha_{N2} = 1$
N_{el}	Elastico	Classe 3	$\alpha_{N3} = 1$

[5] (ECCS, 2002)

N_{ed}	Deformazione elastica	Classe 4	$\alpha_{N4} = {A_{eff}}/{A}$

Tabella A. 4 Coefficiente α.

1.1.3 Verifica di compressione e stabilità

Le membrature soggette a compressione assiale possono collassare secondo una delle seguenti modalità:

a) instabilità flessione;
b) instabilità torsionale;
c) schiacciamento locale.

La verifica a) deve essere eseguita in ogni caso; la seconda è generalmente necessaria, ma nel caso di una reticolare spaziale si può evitare; mentre l'ultima è necessaria solo per elementi tozzi. Nel nostro caso sarà eseguita solo la prima verifica, che viene svolta secondo la seguente formula:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \eta \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot A \cdot f_d$$

dove:

f_d valore di resistenza di progetto, assunto uguale al limite elastico f_{02};

A area netta della sezione trasversale;

χ fattore di riduzione, dipende dalle curve di deformazione in funzione di λ (Fig. A. 12) o dai valori riportati in Tabella A. 5;

η fattore pari a 1 per le classi 1, 2, 3;

k_1 coefficiente di riduzione che tiene conto delle asimmetrie della sezione, per sezioni simmetriche k_1=1;

k_2 coefficiente che tiene conto degli effetti delle saldature, in assenza k_2=1.

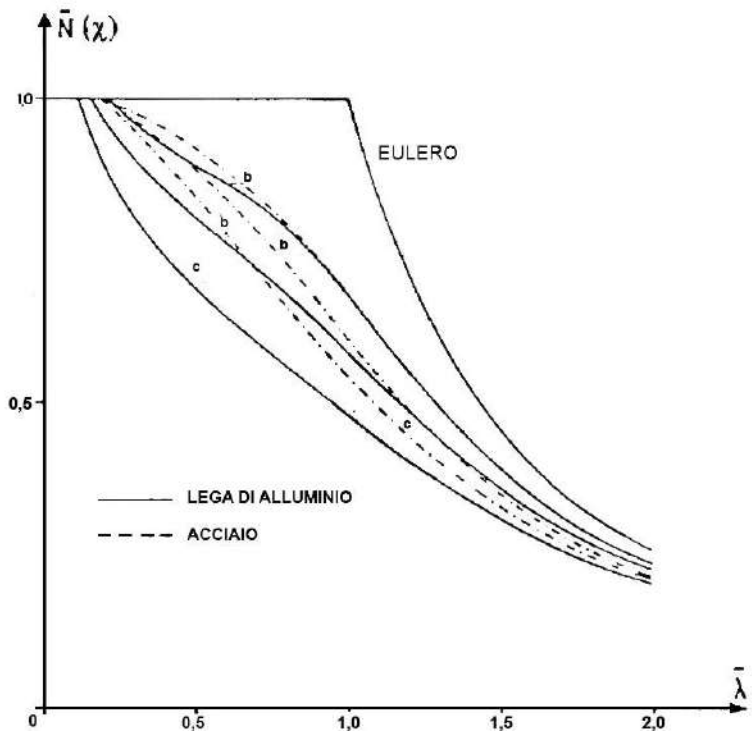


Fig. A. 12 Fattore χ in funzione della snellezza.

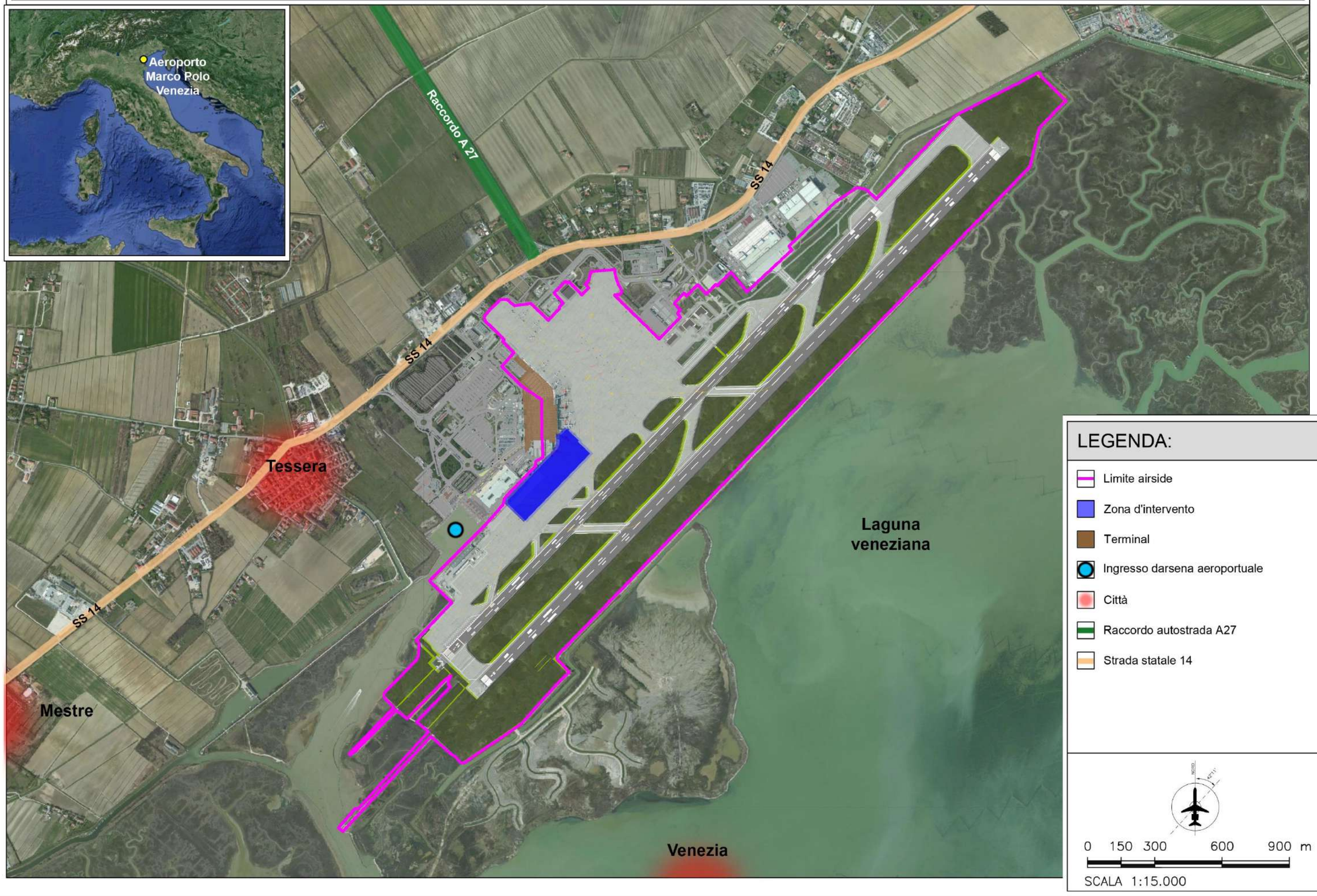
$= \frac{1}{\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2}}$	Fattore di riduzione
$\emptyset = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0\right) + \bar{\lambda}^2\right]$	
$\propto = 0{,}20$	Fattore d'imperfezione per lega trattata termicamente
$\bar{\lambda}_0 = 0{,}10$	Fattore d'imperfezione per lega trattata termicamente
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot \eta \cdot f_0}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$	
λ	Snellezza relativa all'asse considerato
$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\eta \cdot f_0}}$	
N_{cr}	Carico critico elastico per l'asse considerato

Tabella A. 5 Elementi per il calcolo del fattore di riduzione χ.

TAVOLE ALLEGATE.

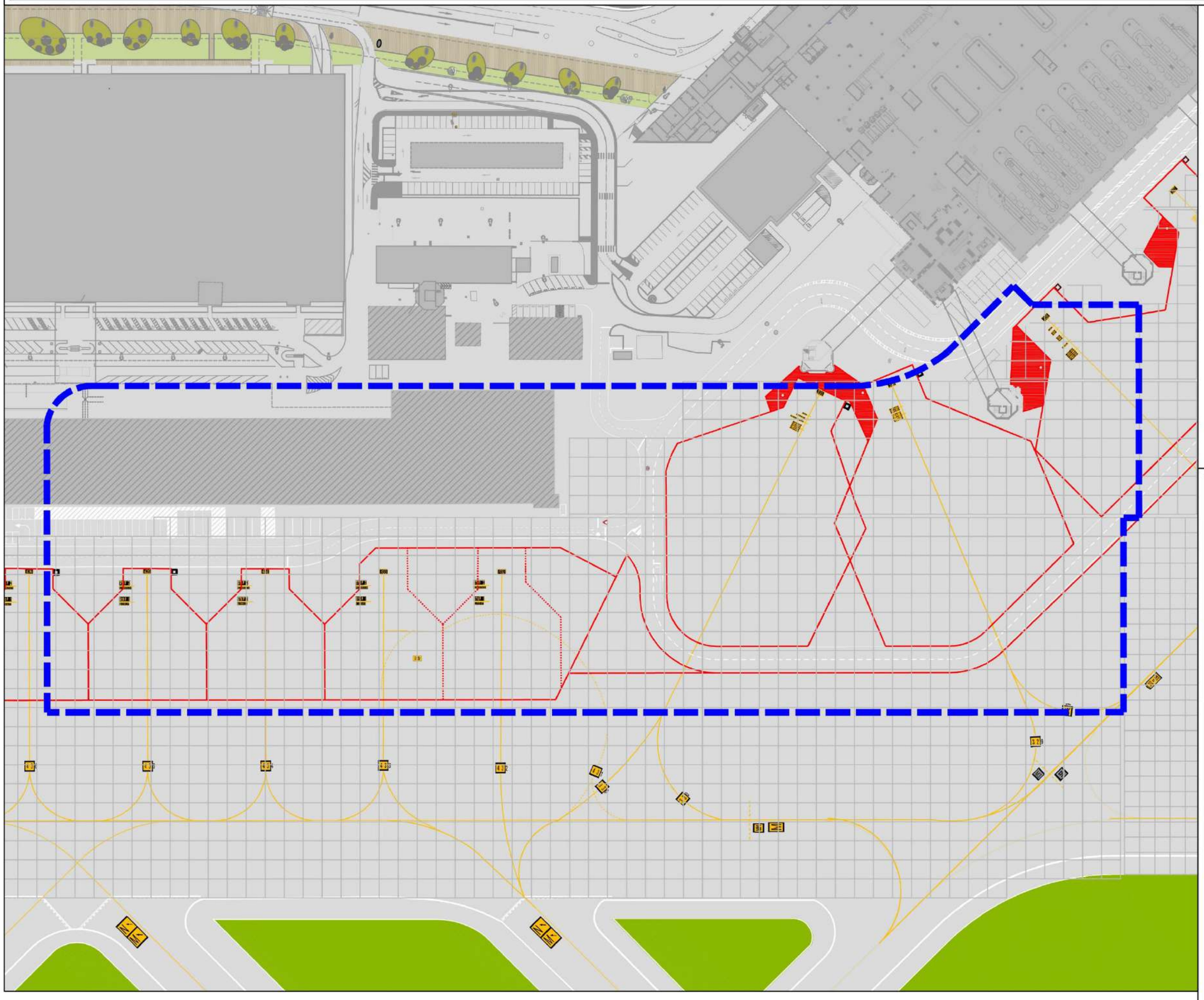
Tav. 01 - Inquadramento generale aeroporto Marco Polo di Venezia

Scala 1:15.000



Tav. 02 - Planimetria stato di fatto terminal extra-Shengen

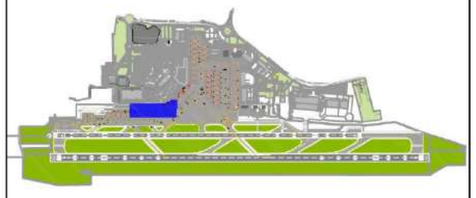
Scala 1:1.500



Modello	Codice ICAO	Mov. 2015	Mov. 2021
AIRBUS			
A 310	D	125	174
A 320	D	8.546	11.892
A 330	E	1.755	2.442
A 340	E	462	643
A 380	F	0	730
BOEING			
B 717	C	416	579
B 737	C	9.495	9.244
B 747	E	462	643
B 757	D	541	753
B 767	D	1.386	1.928
B 777	E/F	462	643
B 787	E	231	321
Totale movimenti		23.880	29.990
Incremento totale			20,4%

LEGENDA:

- Limite d'intervento airside
- Stand e safety area esistenti
- Safety area pontili mobili
- Taxiway line esistenti
- Edifici da demolire per far spazio al nuovo piazzale

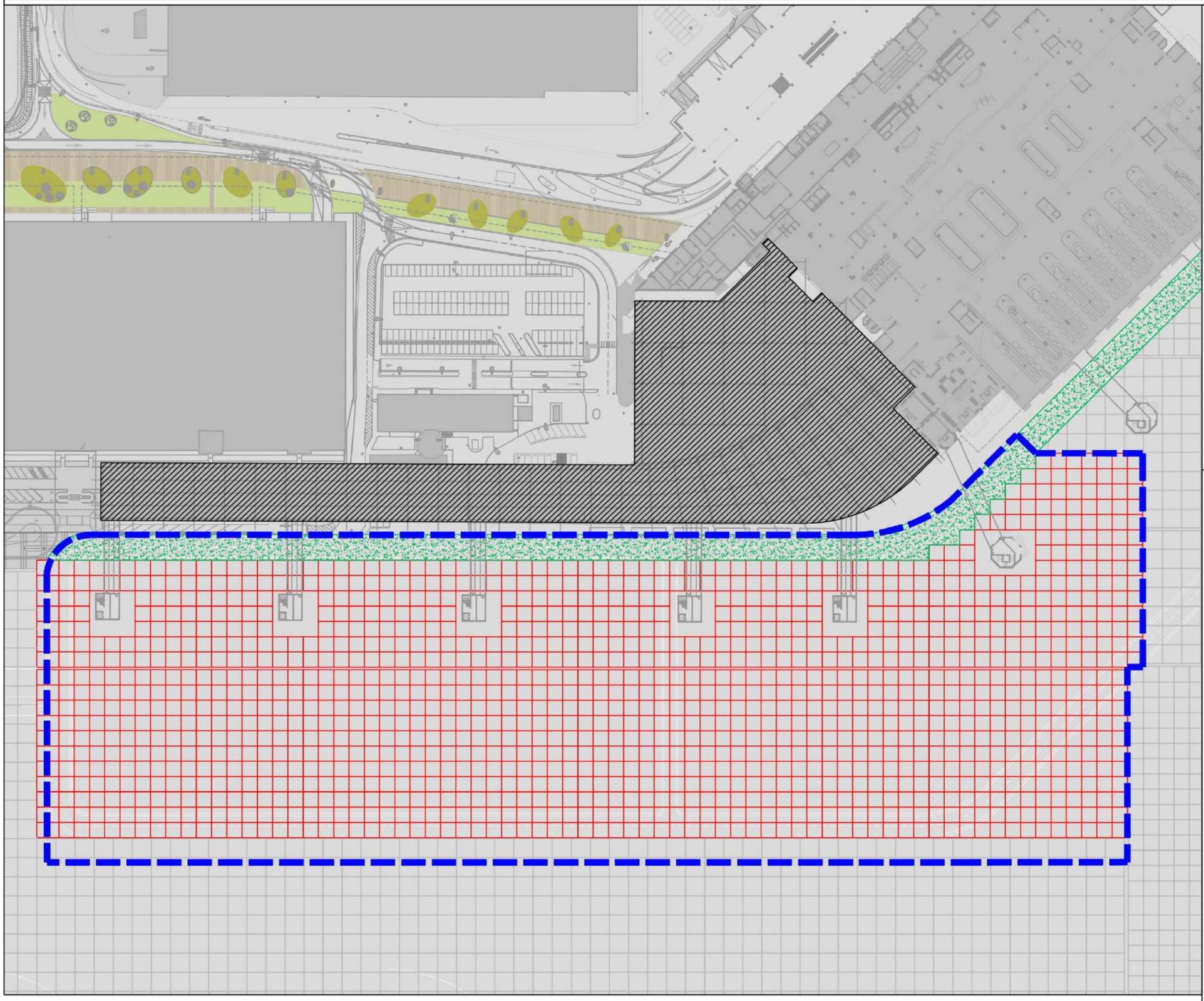


0 15 30 60 90 m

SCALA 1:1500

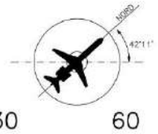
Tav. 03 - Planimetria stato di progetto pavimentazione piazzale extra-Shengen

Scala 1:1.500



LEGENDA:

- Pavimentazione esistente in cls
- Pavimentazione di progetto in cls, lastre 6x6m
- Pavimentazione di progetto in cb
- Nuova viabilità piazzale extra-Shengen
- Nuovo terminal extra-Shengen

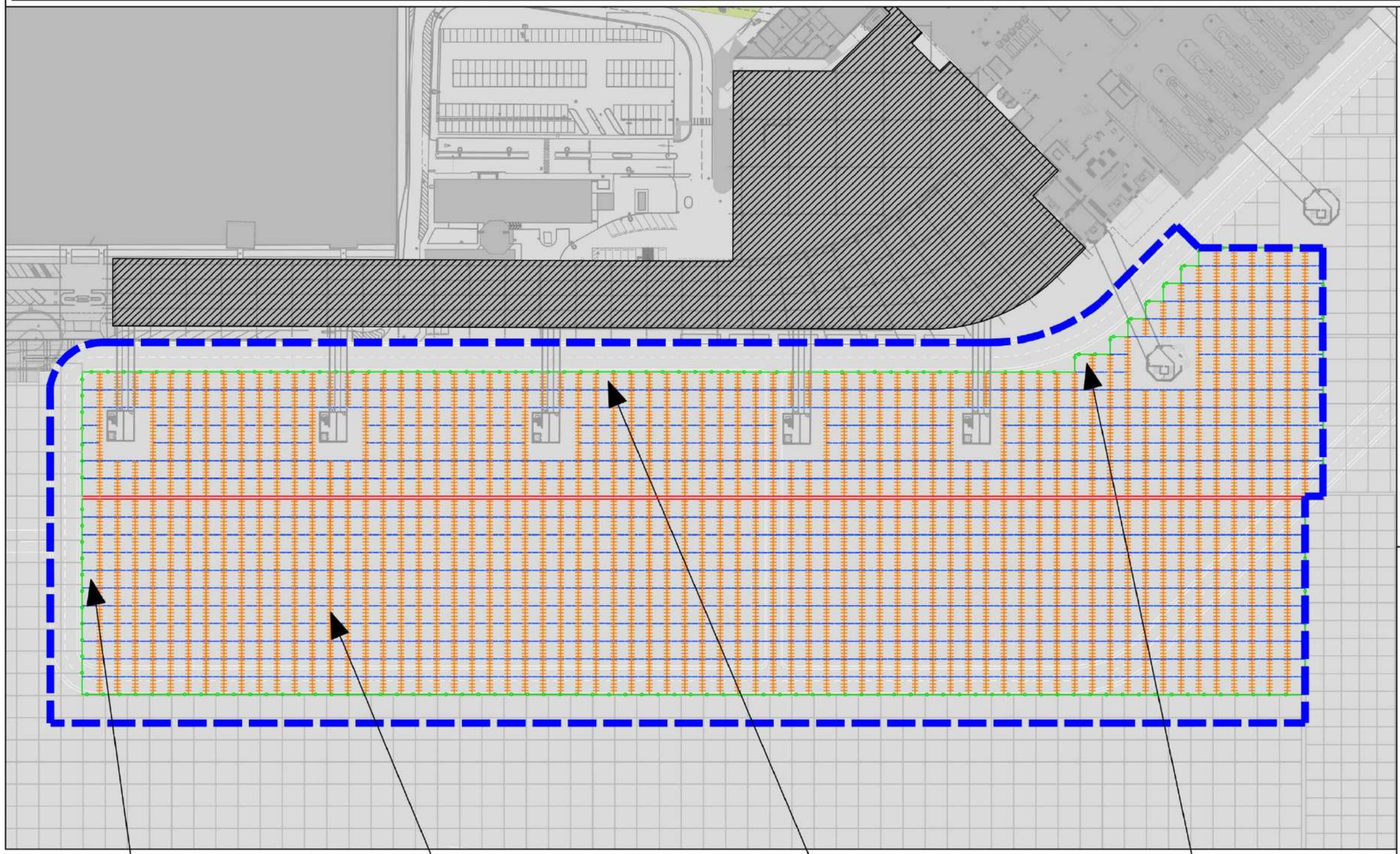


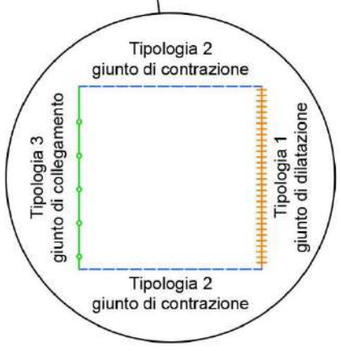
0 15 30 60 90 m

SCALA 1:1500

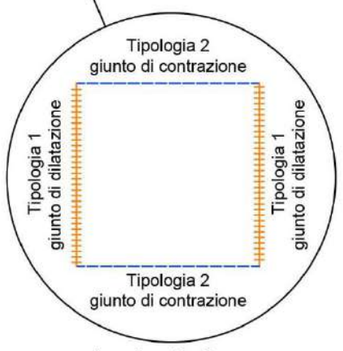
Tav. 04 - Giunti delle lastre del piazzale

Scala 1:1.500

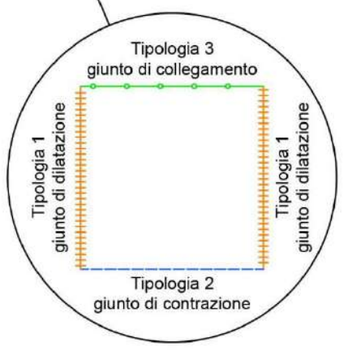




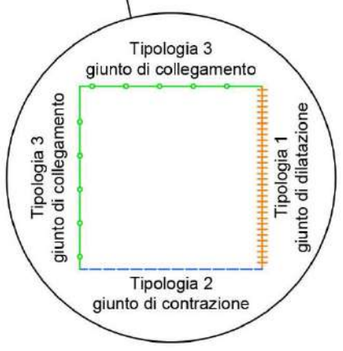
Lastra 6x6 m



Lastra 6x6 m



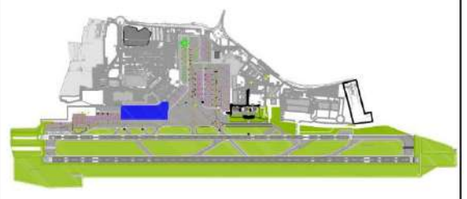
Lastra 6x6 m

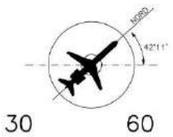


Lastra 6x6 m

LEGENDA:

- Giunto di dilatazione e costruzione
- Giunto di contrazione
- Giunto di collegamento cls-cb
- Caditoia acque meteoriche
- Nuovo terminal extra-Shengen



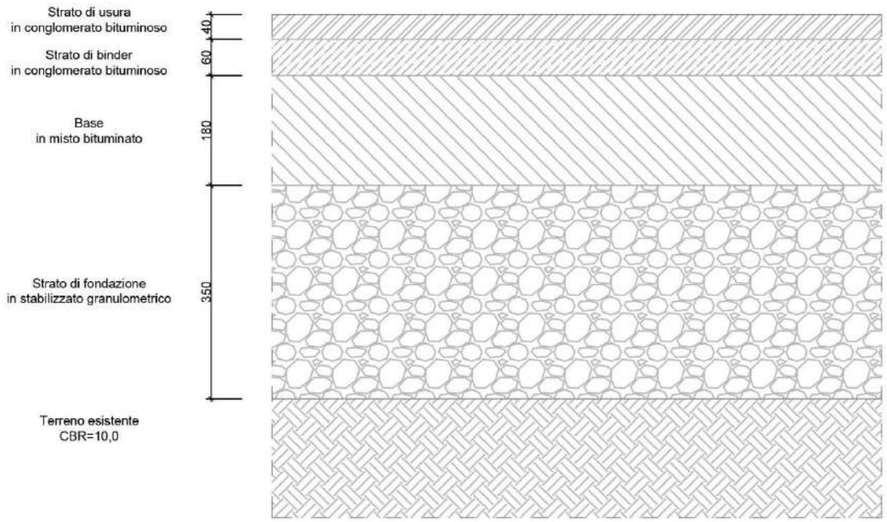


0 15 30 60 90 m

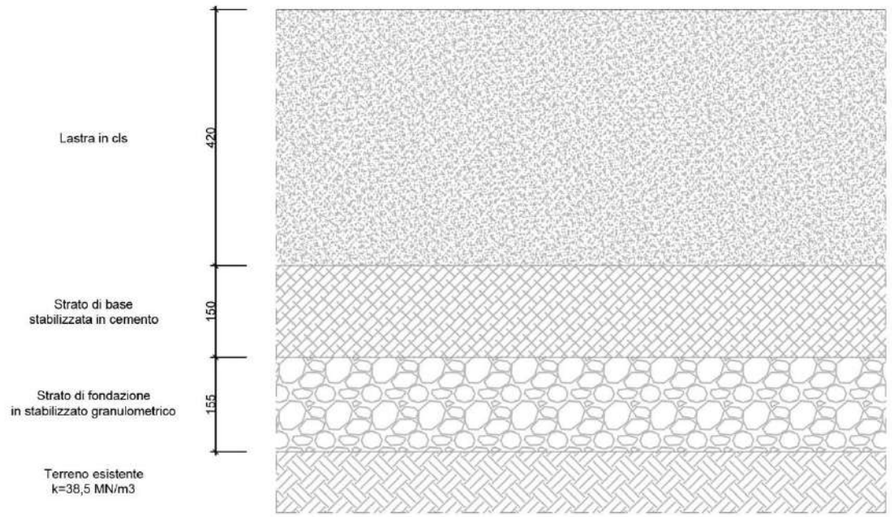
SCALA 1:1500

Tav. 05 - Pacchetti di pavimentazione, giunti e sistemi di drenaggio

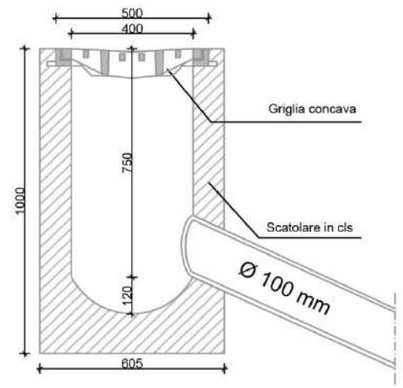
Tipologia pacchetto "A"
Nuova pavimentazione flessibile



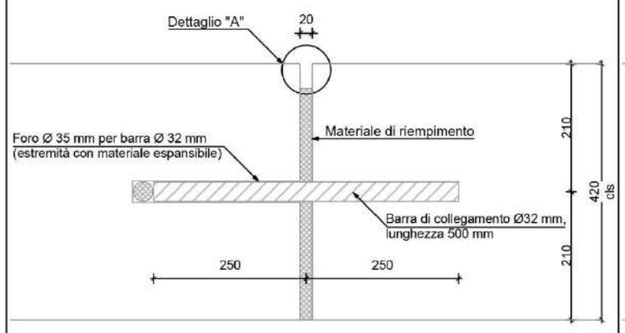
Tipologia pacchetto "B"
Nuova pavimentazione rigida



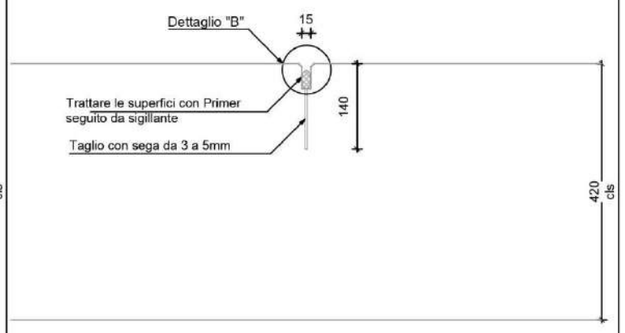
Caditoia "tipo"
per raccolta acque piovane



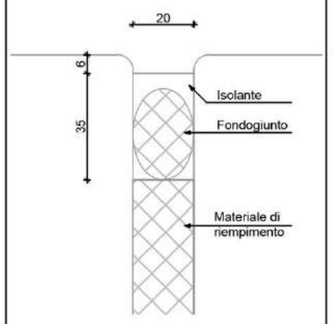
Giunto di dilatazione - Tipologia 1



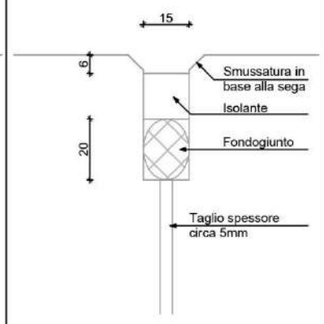
Giunto di contrazione - Tipologia 2



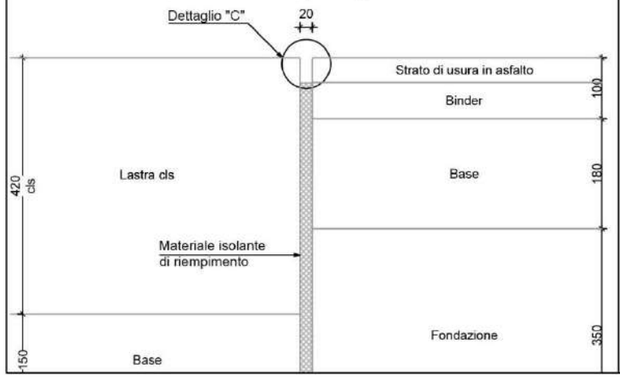
Dettaglio "A"



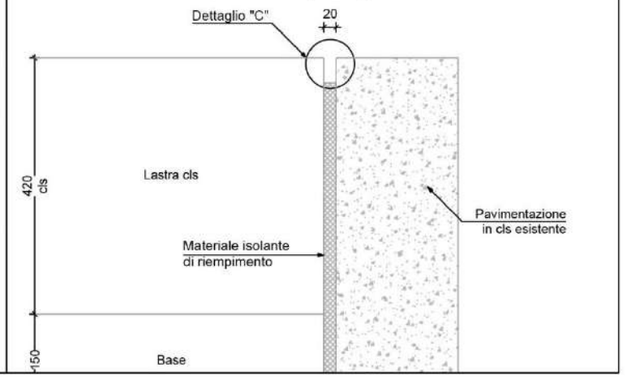
Dettaglio "B"



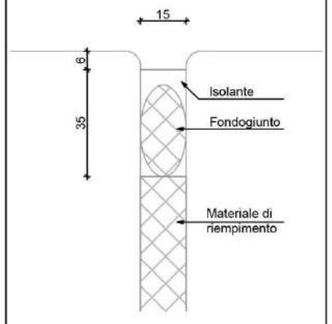
Giunto di costruzione - Tipologia 3-A



Giunto di costruzione - Tipologia 3-B



Dettaglio "C"



MATERIALI:

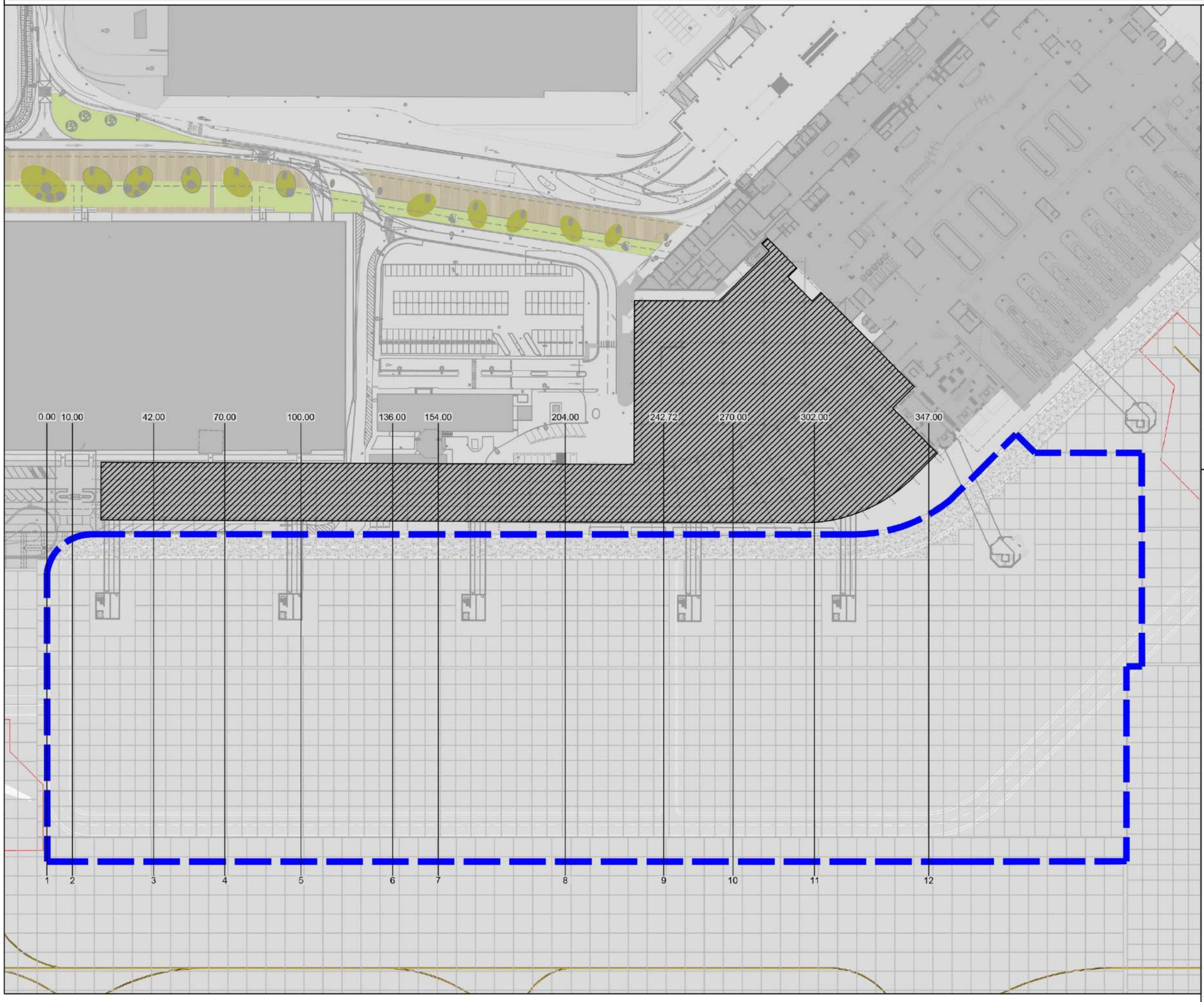
Pavimentazione flessibile	
Strato di usura	Strato superficiale che garantisce sicurezza e confort. Costituito da conglomerato bituminoso a masse chiuse. Resistenza 1.500 MPa
Binder	Strato di collegamento tra usura e base in conglomerato bituminoso a masse aperte. Aiuta ad assorbire le azioni dei carichi. Resistenza 1.000 MPa
Base	Misto bituminato con minor bitume e maggiore porosità rispetto agli strati precedenti. Resistenza 2.750 MPa
Fondazione	In stabilizzato granulometrico, ripartisce i carichi sul sottofondo. Resistenza 310 MPa
Pavimentazione rigida	
Lastra in cls	Lastra in cls armato dimensioni 6x6 m. Resistenza 4,87 MPa
Base	Strato di base in stabilizzato cementizio, ripartisce meglio i carichi riducendo cedimenti differenziali. Resistenza 4.820 MPa
Fondazione	In stabilizzato granulometrico, ripartisce i carichi sul sottofondo. Resistenza 445 MPa

SCALA:

Pacchetti di pavimentazione	1:10
Caditoia tipologica	1:20
Tipologie di giunto	1:10
Dettagli dei giunti	1:2

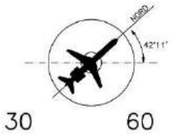
Tav. 06a - Sezioni trasversali

Scala planimetria 1:1.500



LEGENDA:

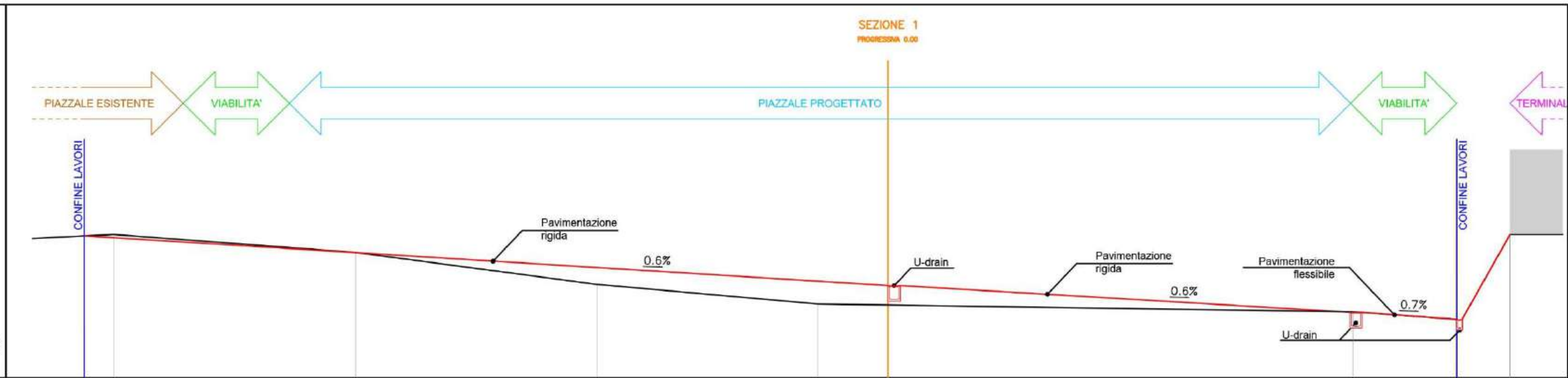
- Area d'intervento
- Linee di sezione
- # Numero della sezione
- #.# Distanza sezione da sezione "0"
- Nuovo terminal extra-Shengen



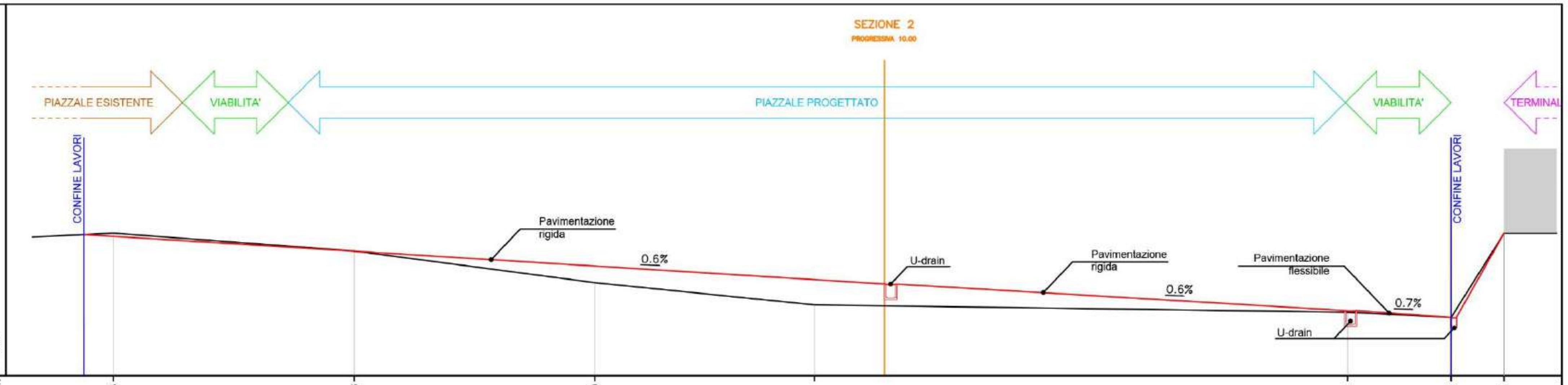
0 15 30 60 90 m

SCALA 1:1500

Tav. 06b - Sezioni trasversali 1 e 2



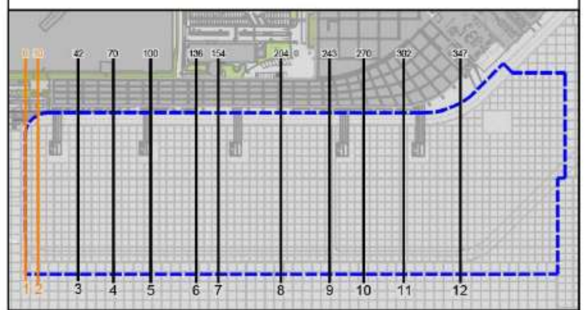
PROGRESSIVE TERRENO	-72.93	-50.16	-27.39	-6.61	43.85	53.63	58.66					
PARZIALI TERRENO	22.77	22.77	20.77	50.45	9.78	5.03						
QUOTE TERRENO	2.35	2.18	1.88	1.67	1.62	1.55	2.35					
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72	0.11	1.11	43.63	44.63	53.63	54.13					
PARZIALI PROGETTO	77.05	1.00	42.52	1.00	9.00	0.50						
QUOTE PROGETTO	2.34	1.87	1.87	1.62	1.62	1.55	1.55					

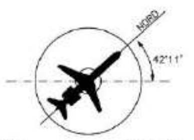


PROGRESSIVE TERRENO	-72.93	-50.16	-27.39	-6.61	43.85	53.63	58.66					
PARZIALI TERRENO	22.77	22.77	20.77	50.45	9.78	5.03						
QUOTE TERRENO	2.35	2.18	1.88	1.67	1.60	1.55	2.35					
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72	0.11	1.11	43.63	44.63	53.63	54.13					
PARZIALI PROGETTO	77.05	1.00	42.52	1.00	9.00	0.50						
QUOTE PROGETTO	2.34	1.87	1.87	1.62	1.62	1.55	1.55					

LEGENDA:

- Sezione considerata
- Confine lavori
- Linea di terra esistente
- Linea di terra in progetto

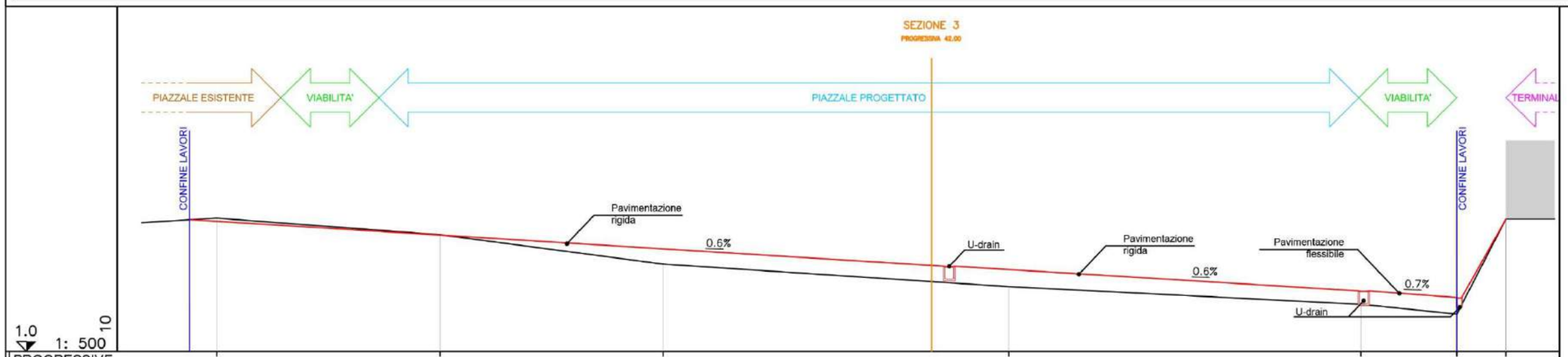




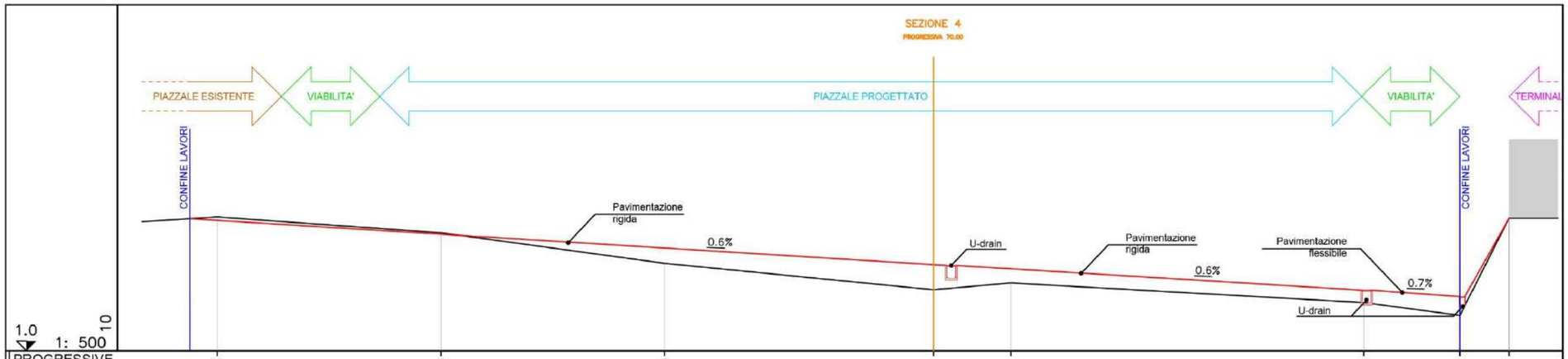
0 60 120 240 360 m

SCALA 1:6000

Tav. 06c - Sezioni trasversali 3 e 4



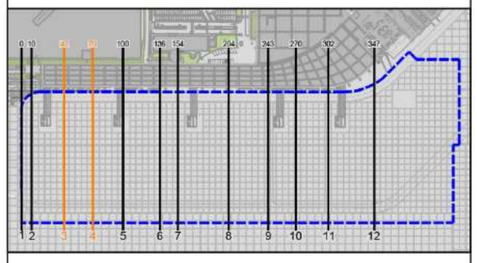
PROGRESSIVE TERRENO	-72.93				-50.16				-27.39				7.89				43.85			53.63		58.66		
PARZIALI TERRENO		22.77				22.77				35.28				35.95				9.78			5.03			
QUOTE TERRENO	2.36				2.17				1.89				1.66				1.48			1.38		2.35		
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72											1.33	2.33				43.63	44.63		53.63	54.13			
PARZIALI PROGETTO						77.05						1.00		41.30			1.00		9.00	0.50				
QUOTE PROGETTO	2.34											1.87	1.87				1.62	1.62		1.55	1.55			

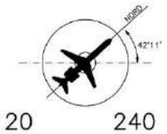


PROGRESSIVE TERRENO	-72.93				-50.16				-27.39			-6.61	7.89				43.85			53.63		58.66		
PARZIALI TERRENO		22.77				22.77				27.39			7.89		35.95			9.78			5.03			
QUOTE TERRENO	2.36				2.18				1.89			1.62	1.69				1.49			1.36		2.35		
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72											1.33	1.93				43.63	44.63		53.63	54.13			
PARZIALI PROGETTO						77.05						1.00		41.30			1.00		9.00	0.50				
QUOTE PROGETTO	2.34											1.87	1.87				1.62	1.62		1.55	1.55			

LEGENDA:

- Sezione considerata
- Confine lavori
- Linea di terra esistente
- Linea di terra in progetto

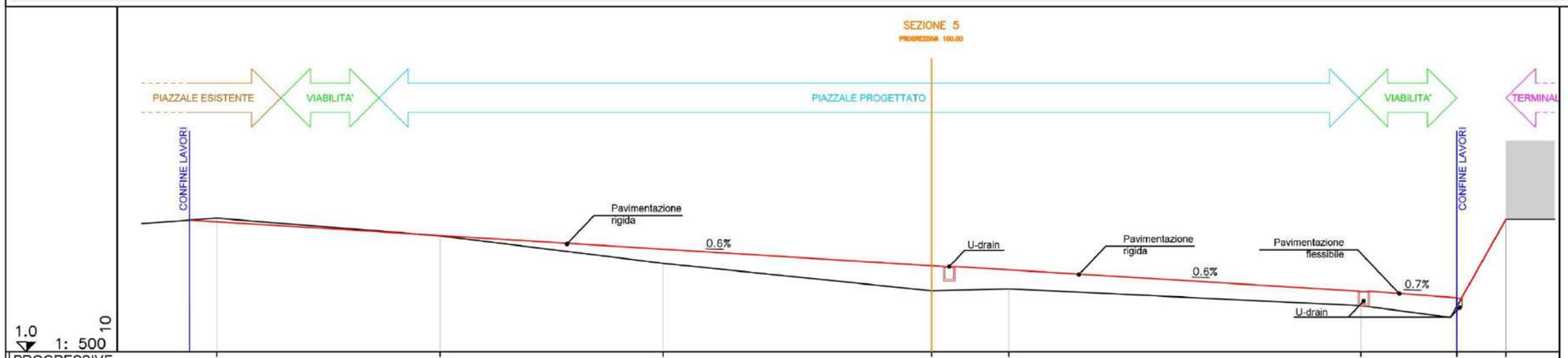




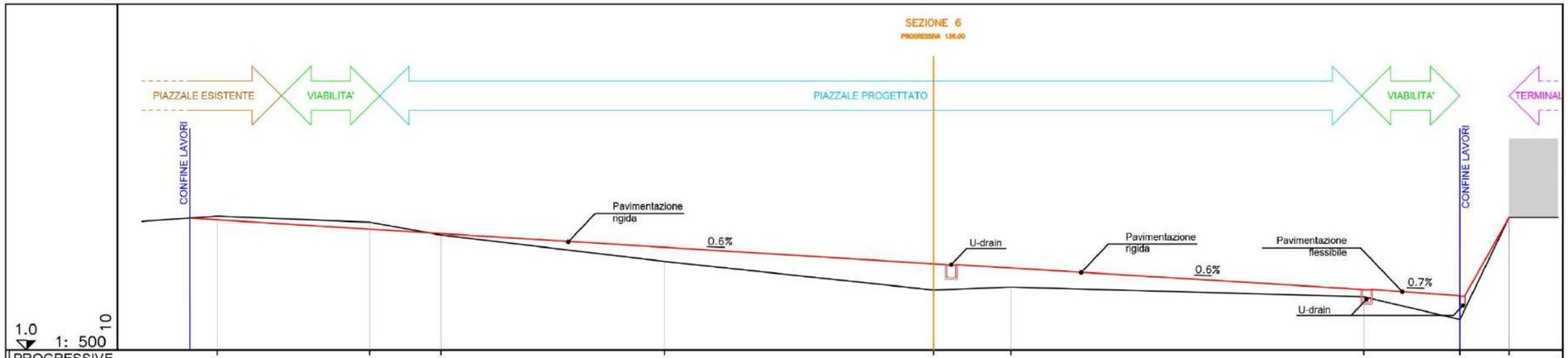
0 60 120 240 360 m

SCALA 1:6000

Tav. 06d - Sezioni trasversali 5 e 6



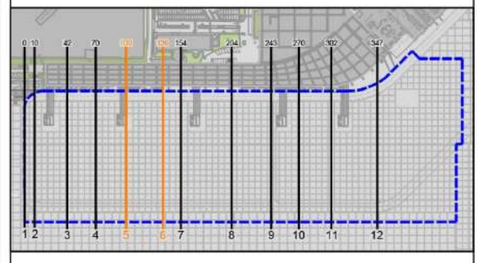
PROGRESSIVE TERRENO	-72.93	-50.16	-27.39	-6.61	7.89	43.85	53.63	58.66			
PARZIALI TERRENO	22.77	22.77	27.39	7.89	35.95	9.78	5.03				
QUOTE TERRENO	2.36	2.18	1.90	1.62	1.64	1.49	1.35	2.35			
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72	1.33	1.93	43.63	44.63	53.63	54.13				
PARZIALI PROGETTO	77.05	1.00	41.30	1.00	9.00	0.50					
QUOTE PROGETTO	2.34	1.87	1.87	1.62	1.62	1.55	1.55				

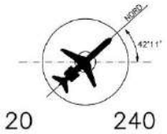


PROGRESSIVE TERRENO	-72.93	-57.41	-50.16	-27.39	-6.61	7.89	43.85	53.63	58.66		
PARZIALI TERRENO	15.52	7.25	22.77	27.39	7.89	35.95	9.78	5.03			
QUOTE TERRENO	2.36	2.30	2.17	1.90	1.61	1.64	1.56	1.31	2.35		
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72	1.33	1.93	43.63	44.63	53.63	54.13				
PARZIALI PROGETTO	77.05	1.00	41.30	1.00	9.00	0.50					
QUOTE PROGETTO	2.34	1.87	1.87	1.62	1.62	1.55	1.55				

LEGENDA:

- Sezione considerata
- Confine lavori
- Linea di terra esistente
- Linea di terra in progetto

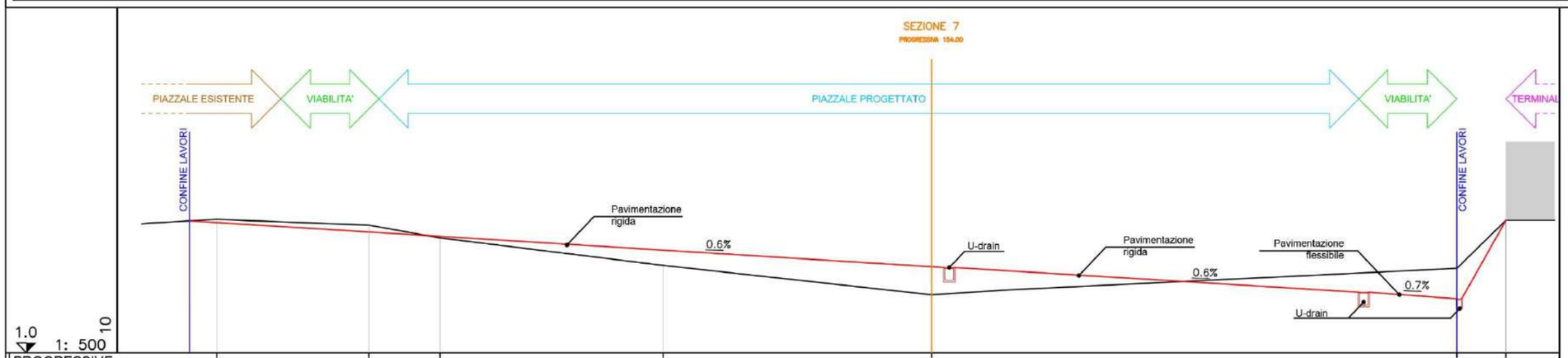




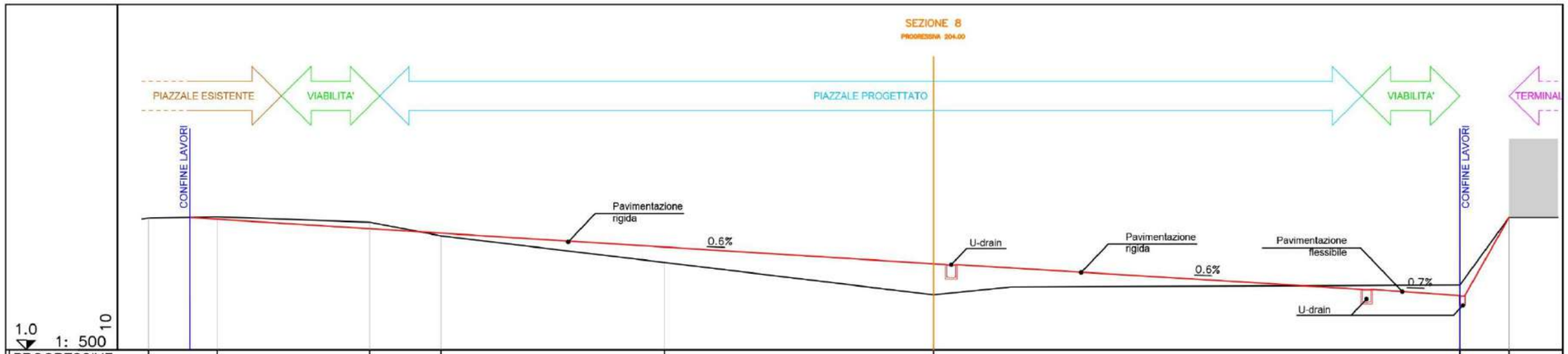
0 60 120 240 360 m

SCALA 1:6000

Tav. 06e - Sezioni trasversali 7 e 8



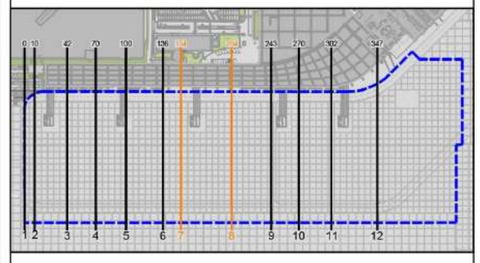
PROGRESSIVE TERRENO	-72.93		-57.41	-50.16		-27.39		-6.61				53.63	58.66
PARZIALI TERRENO		15.52		7.25	22.77		27.39		53.63				5.03
QUOTE TERRENO	2.36		2.30	2.17		1.89		1.59				1.86	2.35
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72							1.33 1.93			43.63 44.63	53.63 54.13	
PARZIALI PROGETTO					77.05			1.00	41.30		1.00 9.00	0.50	
QUOTE PROGETTO	2.34							1.87 1.87			1.62 1.62	1.55 1.55	

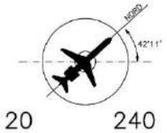


PROGRESSIVE TERRENO	-95.93	-72.93	-57.41	-50.16		-27.39		-6.61				53.63	58.66
PARZIALI TERRENO	7.01	15.52	7.25		22.77		27.39		53.63				5.03
QUOTE TERRENO	2.34	2.37	2.30	2.16		1.89		1.56				1.66	2.35
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72							1.33 1.93			43.63 44.63	53.63 54.13	
PARZIALI PROGETTO					77.05			1.00	41.30		1.00 9.00	0.50	
QUOTE PROGETTO	2.34							1.87 1.87			1.62 1.62	1.55 1.55	

LEGENDA:

- Sezione considerata
- Confine lavori
- Linea di terra esistente
- Linea di terra in progetto

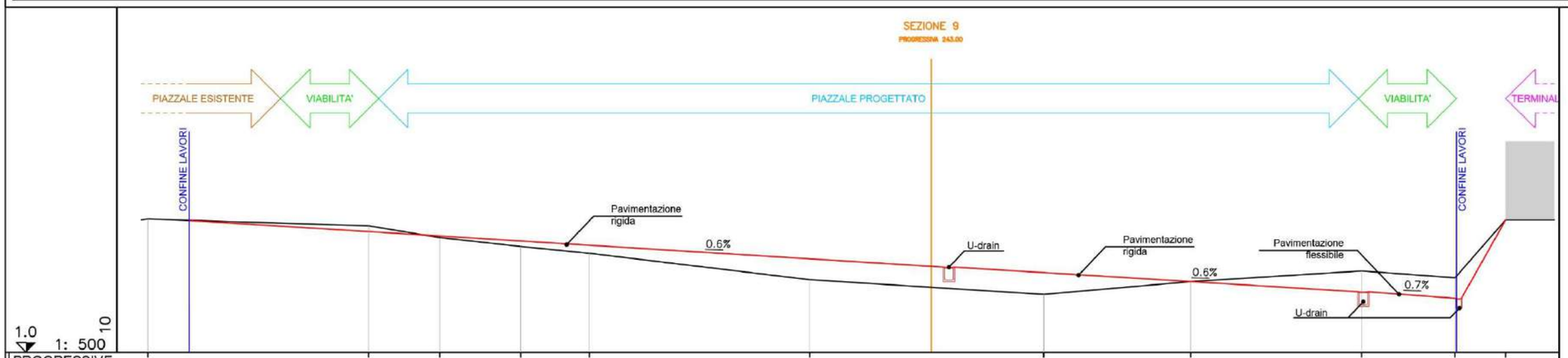




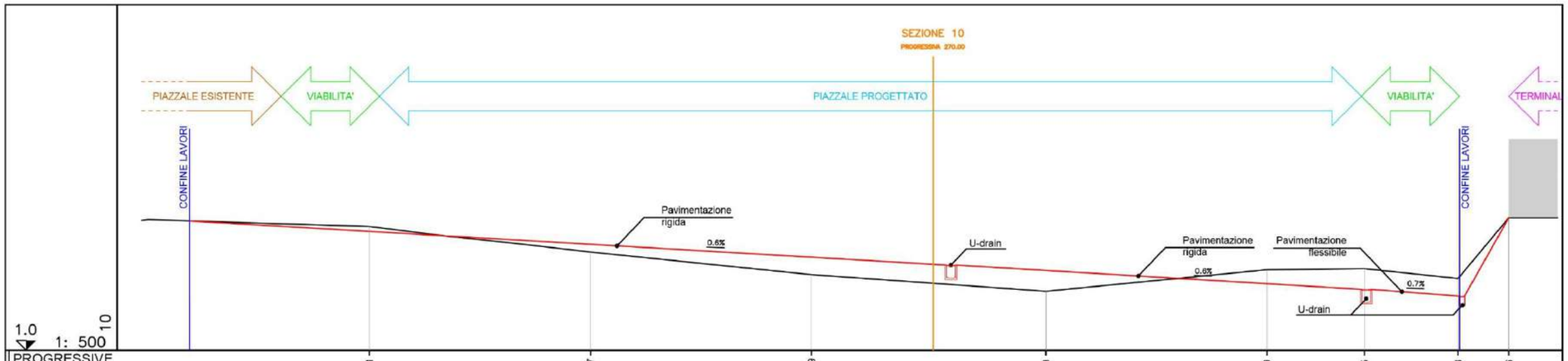
0 60 120 240 360 m

SCALA 1:6000

Tav. 06f - Sezioni trasversali 9 e 10



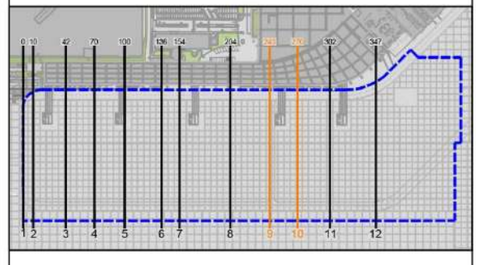
PROGRESSIVE TERRENO	-79.94	-57.41	-50.16	-41.87	-34.87	-12.39	11.50	26.50	43.95	53.48	58.66		
PARZIALI TERRENO	22.54	7.25	8.27	7.00	22.50	23.89	15.00	17.45	9.53	5.17			
QUOTE TERRENO	2.36	2.29	2.17	2.08	2.01	1.74	1.59	1.72	1.83	1.76	2.35		
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72	1.33	1.93	43.63	44.63	53.63	54.13						
PARZIALI PROGETTO	77.05	1.00	41.30	1.00	9.00	0.50							
QUOTE PROGETTO	2.34	1.87	1.87	1.62	1.62	1.55	1.55						

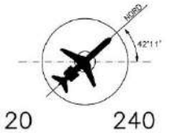


PROGRESSIVE TERRENO	-57.41	-34.87	-12.39	11.50	34.00	43.95	53.48	58.66					
PARZIALI TERRENO	22.54	22.52	22.50	23.89	22.50	9.95	9.53	5.17					
QUOTE TERRENO	2.26	2.00	1.77	1.58	1.82	1.83	1.73	2.35					
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72	1.33	2.33	43.63	44.63	53.63	54.13						
PARZIALI PROGETTO	77.05	1.00	41.30	1.00	9.00	0.50							
QUOTE PROGETTO	2.32	1.87	1.87	1.62	1.62	1.55	1.55						

LEGENDA:

- Sezione considerata
- Confine lavori
- Linea di terra esistente
- Linea di terra in progetto

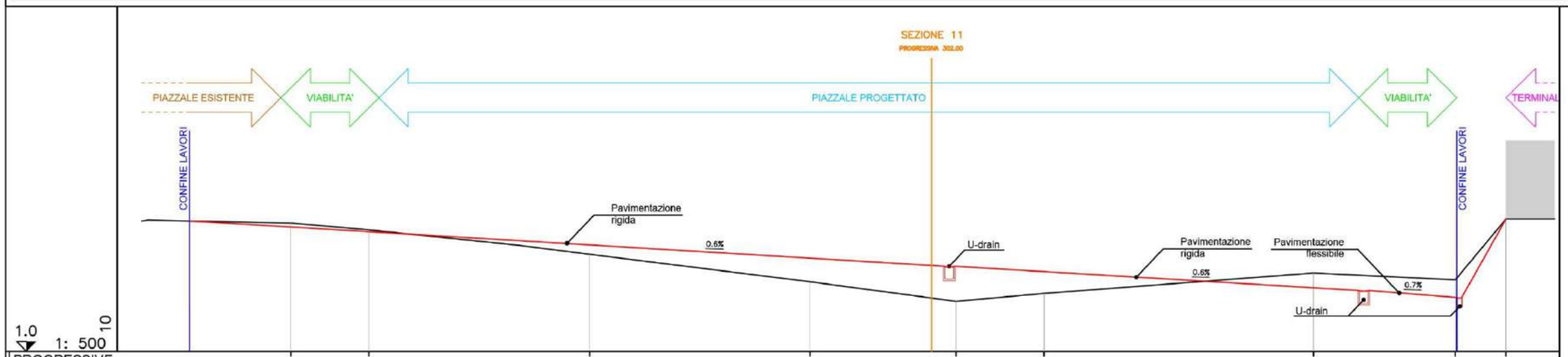




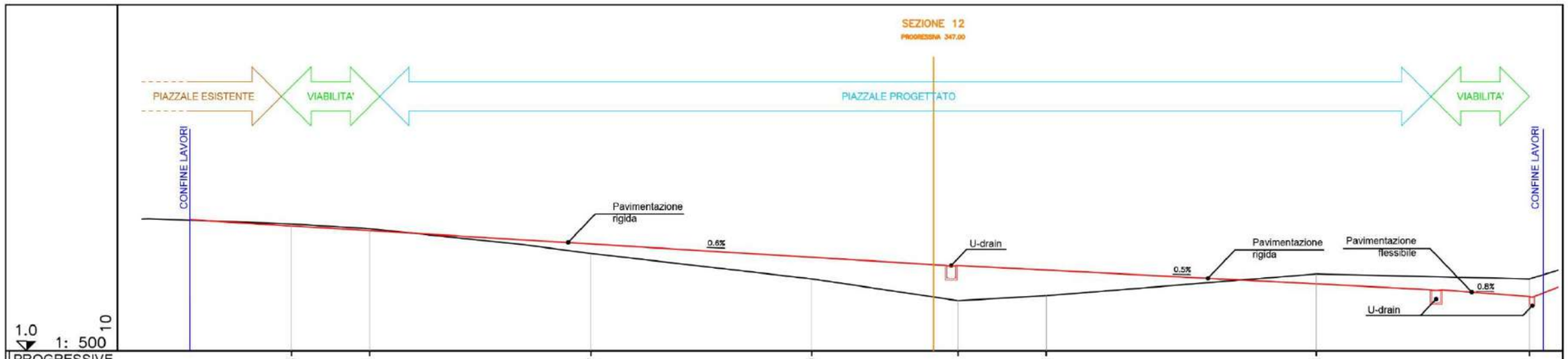
0 60 120 240 360 m

SCALA 1:6000

Tav. 06g - Sezioni trasversali 11 e 12



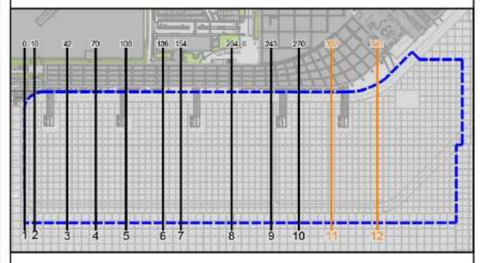
PROGRESSIVE TERRENO		-65.38	-57.41	-34.87	-12.39	2.50	11.50	34.00	53.48	58.66		
PARZIALI TERRENO	14.56	7.98	22.52	22.50	14.89	9.00	27.50	14.48	5.17			
QUOTE TERRENO		2.31	2.24	1.99	1.71	1.49	1.57	1.80	1.64	2.35		
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72					1.33 2.33			43.63 44.63	53.63 54.13		
PARZIALI PROGETTO				77.05		1.00	41.30		1.00	9.00	0.50	
QUOTE PROGETTO	2.33					1.87 1.87			1.62 1.62	1.55 1.55		

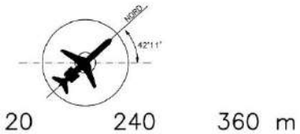


PROGRESSIVE TERRENO		-65.38	-57.41	-34.87	-12.39	2.50	11.50	34.00	60.71			
PARZIALI TERRENO	14.56	7.98	22.52	22.50	14.89	9.00	27.50	21.70				
QUOTE TERRENO		2.29	2.24	1.99	1.72	1.49	1.54	1.82	1.63			
PROGRESSIVE PROGETTO	-75.72					1.33 1.93			50.71 51.71	60.71 61.21		
PARZIALI PROGETTO	2.13			77.05		1.00	48.38		1.00	9.00	0.50	
QUOTE PROGETTO						1.87 1.87			1.62 1.62	1.55 1.55		

LEGENDA:

- Sezione considerata
- Confine lavori
- Linea di terra esistente
- Linea di terra in progetto



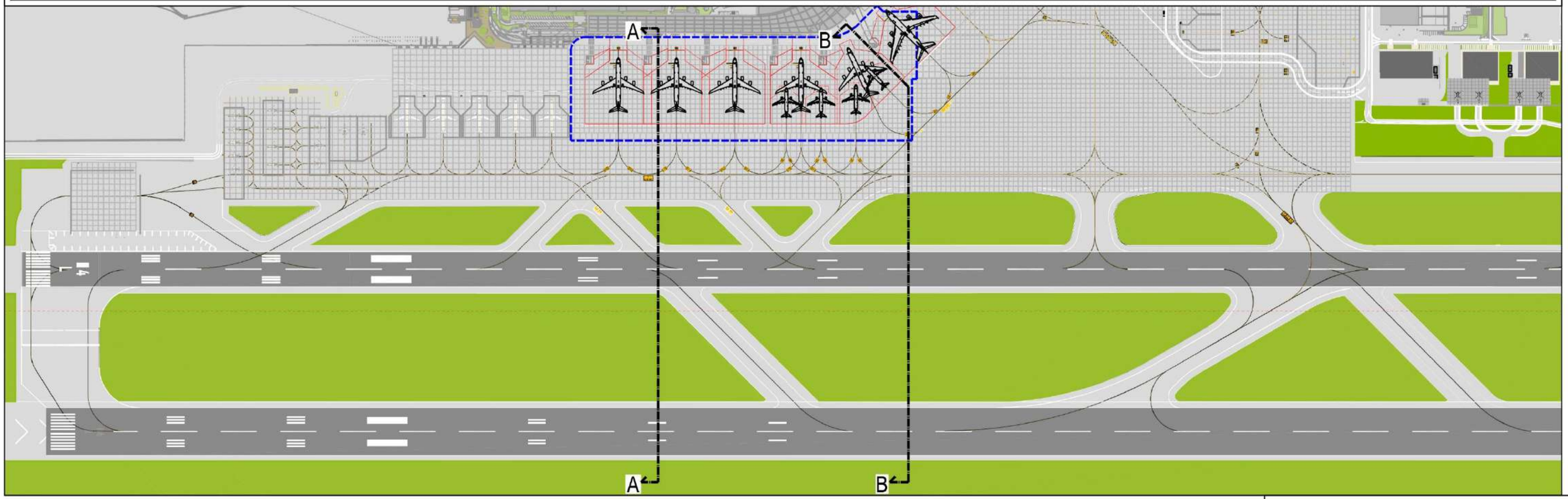


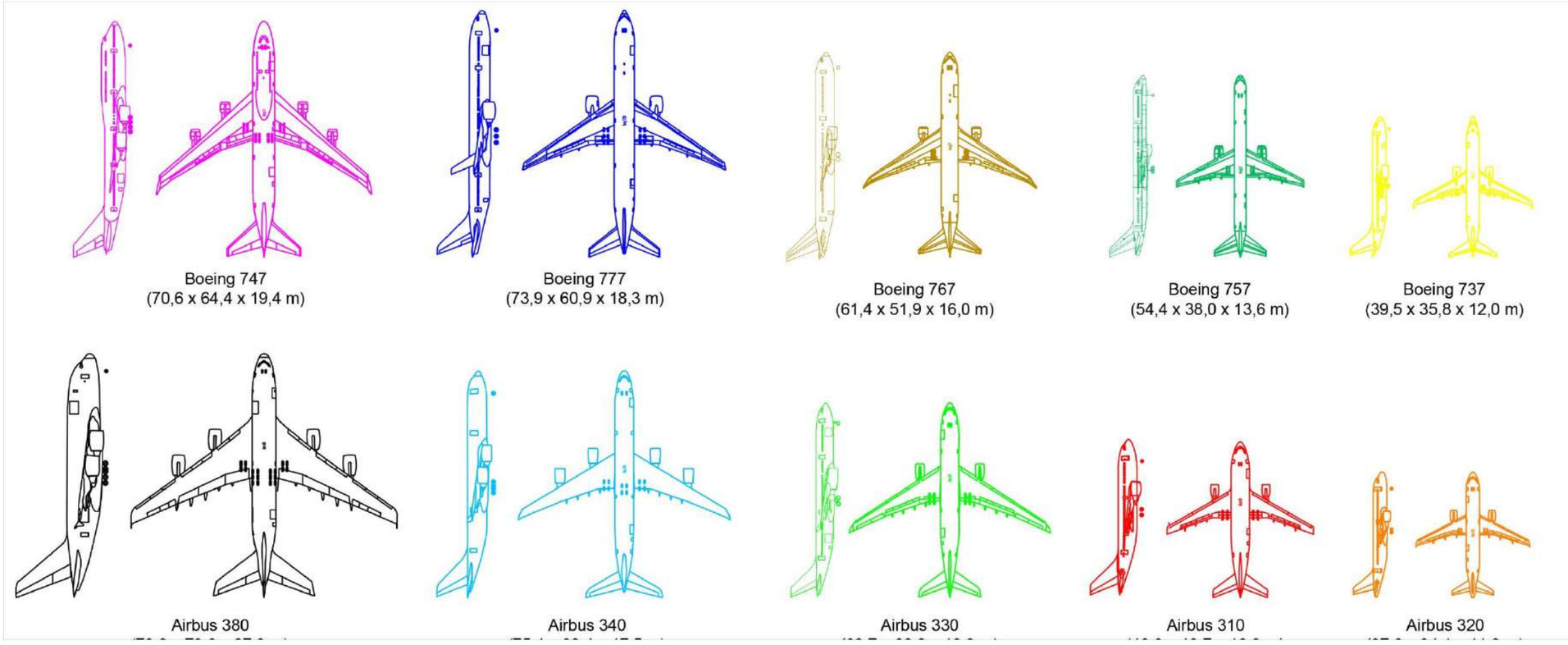
0 60 120 240 360 m

SCALA 1:6000

Tav. 07a - Planimetria stato di progetto e dimensioni velivoli dello spettro di traffico aereo

Scala 1:5000

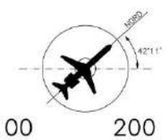




LEGENDA:

- Limite area d'intervento
- Linea di sezione
- Stand
- Taxiway

Le dimensioni sotto gli aerei indicano, rispettivamente, la loro lunghezza, l'apertura alare e l'altezza.

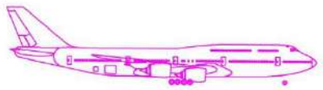


0 50 100 200 300 m

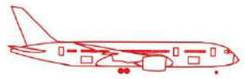
SCALA 1:5000

Tav. 07b - Sezioni A-A con delimitazioni OFZ

Scala 1:1500

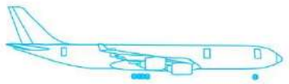

Boeing 747 - Codice E

Boeing 777 - Codice E


Boeing 787 - Codice E

Boeing 757 - Codice D

Boeing 737 - Codice C

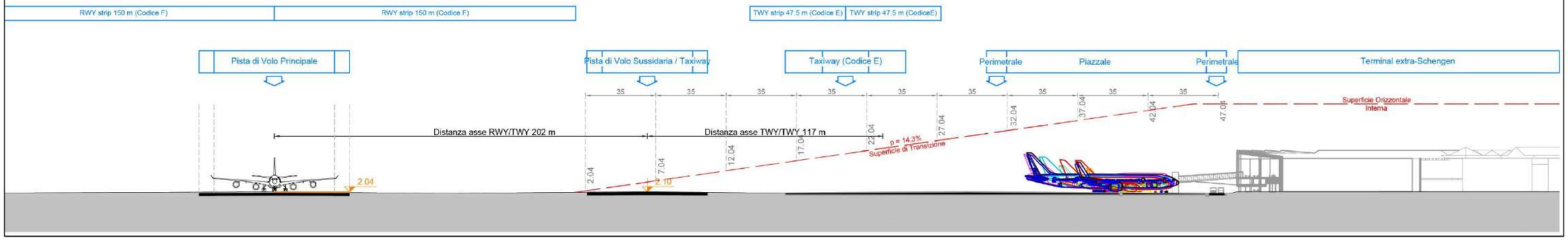

Airbus A340 - Codice E

Airbus A330 - Codice E

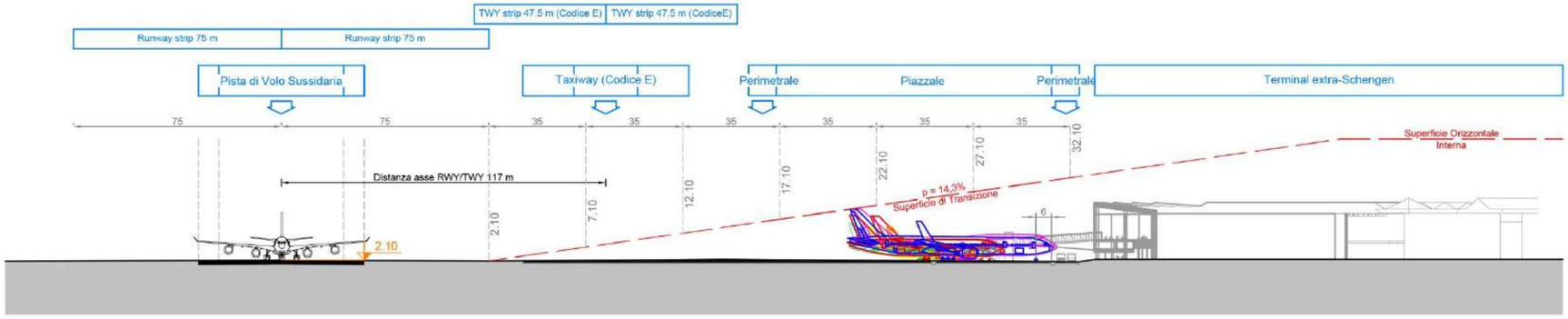
Airbus A310 - Codice D

Airbus A320 - Codice C

Sezione A-A con OFZ in caso di pista principale in uso

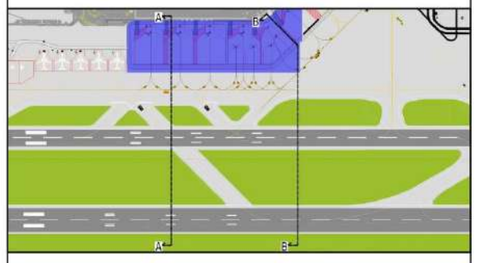


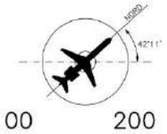
Sezione A-A con OFZ in caso di pista secondaria in uso



LEGENDA:

- Limite area d'intervento
- Limite Obstacles Free Zone (OFZ)
- Dimensionamento degli elementi dell'aeroporto





0 50 100 200 300 m

SCALA 1:5000

Elemento	Pista principale Codice 4F		Pista secondaria Codice 4E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto	Minimo da normativa	Stato di progetto
Pista di volo (Runway)	60 m	60 m	45 m	45 m
Runway shoulders (in totale)	75 m	75 m	60 m	60 m
Runway strip (per lato)	150 m	150 m	75 m	75 m

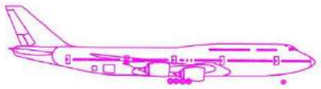
Elemento	Codice F		Codice E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto	Minimo da normativa	Stato di progetto
Via di rullaggio (Taxiway)	25 m	(*) 45 m 25+2 m	23 m	23 m
Taxiway shoulders (in totale)	60 m	60 m	44 m	60 m
Taxiway strip (per lato)	30 m	47.5 m	22 m	47.5 m

Distanza asse/asse	Codice F		Codice E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto	Minimo da normativa	Stato di progetto
Runway / Taxiway	190 m	202 m	107.5 m	117 m
Taxiway / Taxiway	91 m	117 m	76 m	non presente

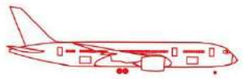
(*) Nel caso di uso della pista di volo principale, quella secondaria diventa una via di rullaggio che si aggiunge alla taxiway sul retro degli stand. I due valori si riferiscono rispettivamente alle 2 taxiway le cui shoulders e strip poi coincidono.
Il "+2" indica che per il calcolo della taxiway sul retro degli stand, per codice F, si computano 2 m di shoulders nella taxiway stessa. Questo è possibile perchè le shoulders hanno la stessa pavimentazione e prestazioni della via di rullaggio.

Tav. 07c - Sezioni B-B con delimitazioni OFZ

Scala 1:1500

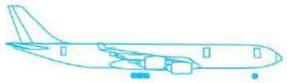

Boeing 747 - Codice E

Boeing 777 - Codice E


Boeing 787 - Codice E

Boeing 757 - Codice D

Boeing 737 - Codice C

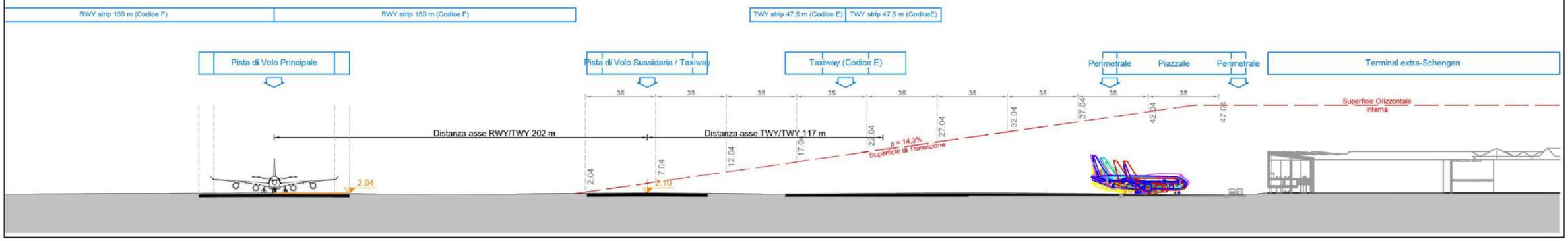

Airbus A340 - Codice E

Airbus A330 - Codice E

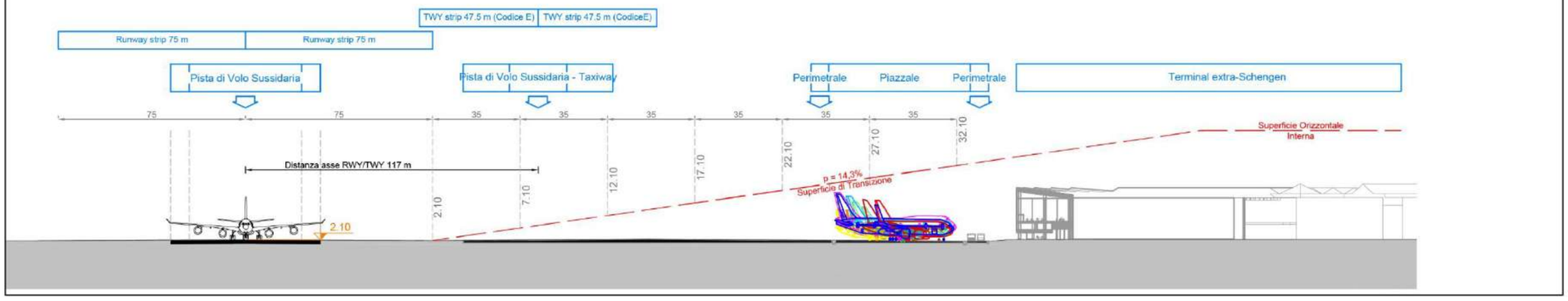
Airbus A310 - Codice D

Airbus A320 - Codice C

Sezione B-B con OFZ in caso di pista principale in uso



Sezione B-B con OFZ in caso di pista secondaria in uso



Elemento	Pista principale Codice 4F		Pista secondaria Codice 4E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto	Minimo da normativa	Stato di progetto
Pista di volo (Runway)	60 m	60 m	45 m	45 m
Runway shoulders (in totale)	75 m	75 m	60 m	60 m
Runway strip (per lato)	150 m	150 m	75 m	75 m

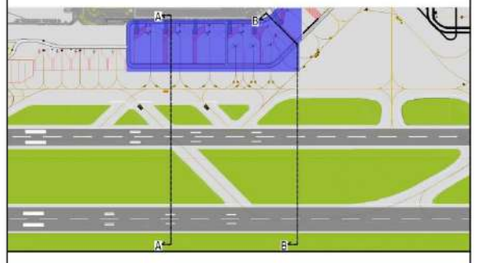
Elemento	Codice F		Codice E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto	Minimo da normativa	Stato di progetto
Via di rullaggio (Taxiway)	25 m	(*) 45 m 25+2 m	23 m	23 m
Taxiway shoulders (in totale)	60 m	60 m	44 m	60 m
Taxiway strip (per lato)	30 m	47.5 m	22 m	47.5 m

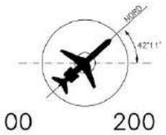
Distanza asse/asse	Codice F		Codice E	
	Minimo da normativa	Stato di progetto	Minimo da normativa	Stato di progetto
Runway / Taxiway	190 m	202 m	107.5 m	117 m
Taxiway / Taxiway	91 m	117 m	76 m	non presente

(*) Nel caso di uso della pista di volo principale, quella secondaria diventa una via di rullaggio che si aggiunge alla taxiway sul retro degli stand. I due valori si riferiscono rispettivamente alle 2 taxiway le cui shoulders e strip poi coincidono.
Il "+2" indica che per il calcolo della taxiway sul retro degli stand, per codice F, si computano 2 m di shoulders nella taxiway stessa. Questo è possibile perchè le shoulders hanno la stessa pavimentazione e prestazioni della via di rullaggio.

LEGENDA:

- Limite area d'intervento
- Limite Obstacles Free Zone (OFZ)
- Dimensionamento degli elementi dell'aeroporto



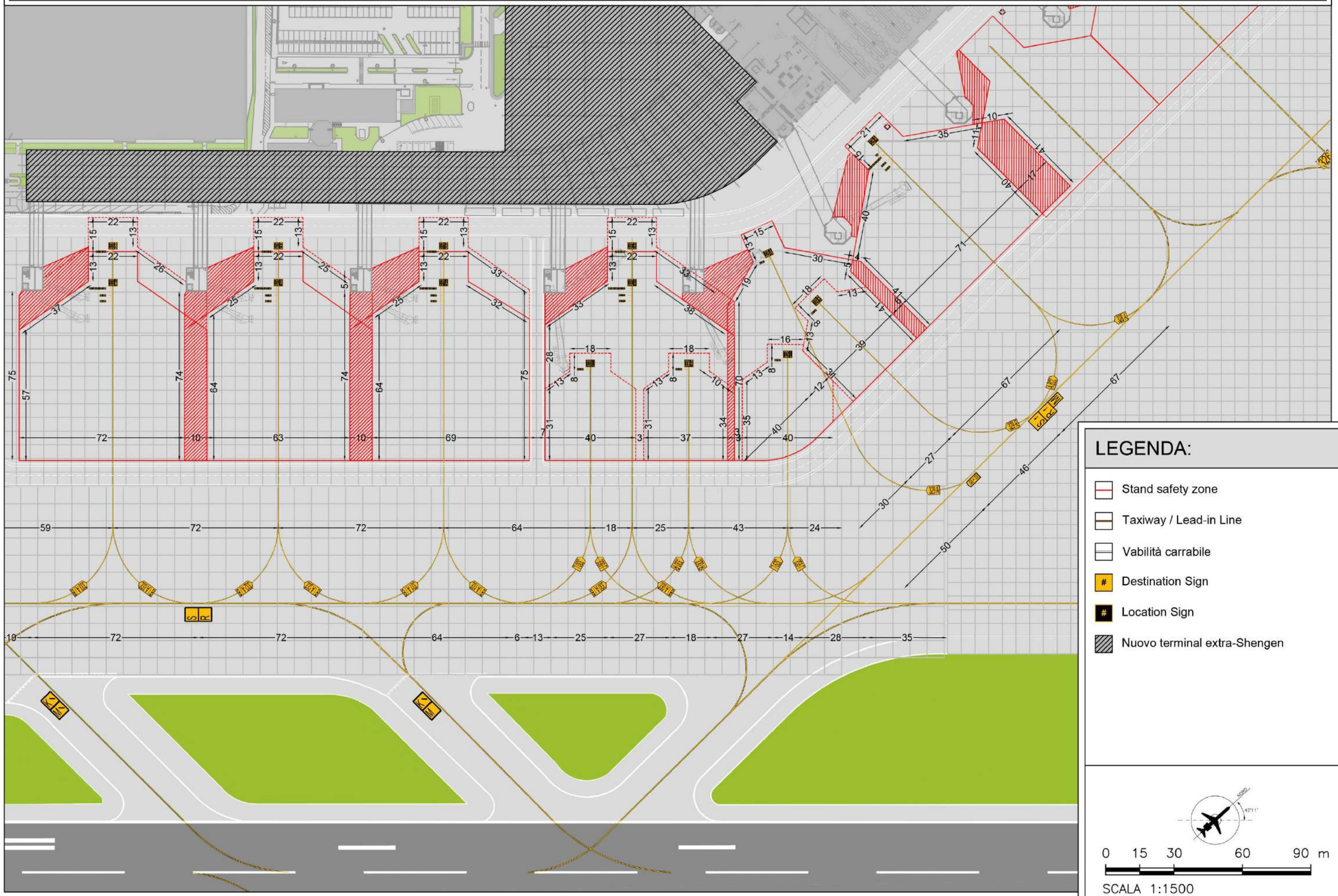


0 50 100 200 300 m

SCALA 1:5000

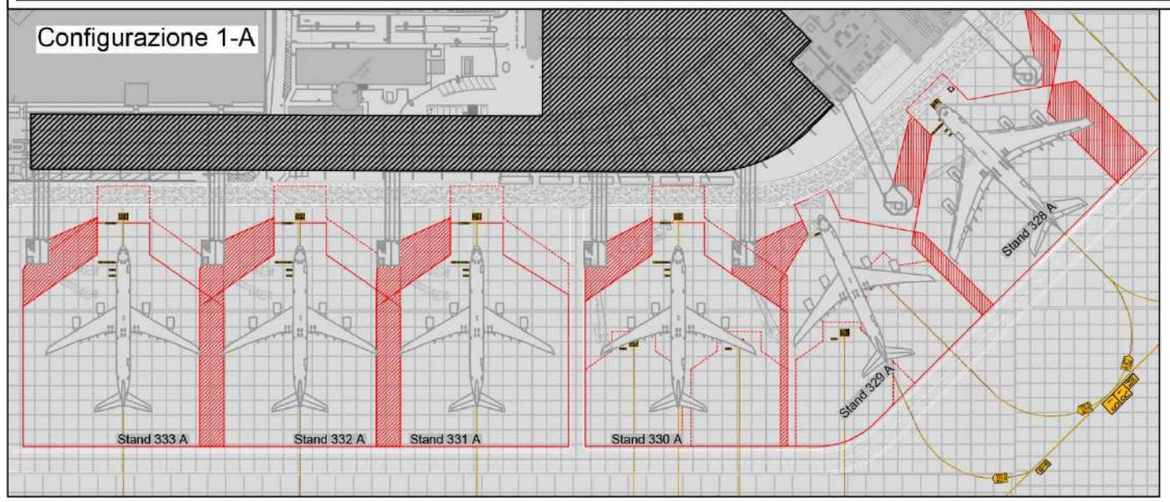
Tav. 08 - Segnaletica orizzontale piazzale extra-Shengen

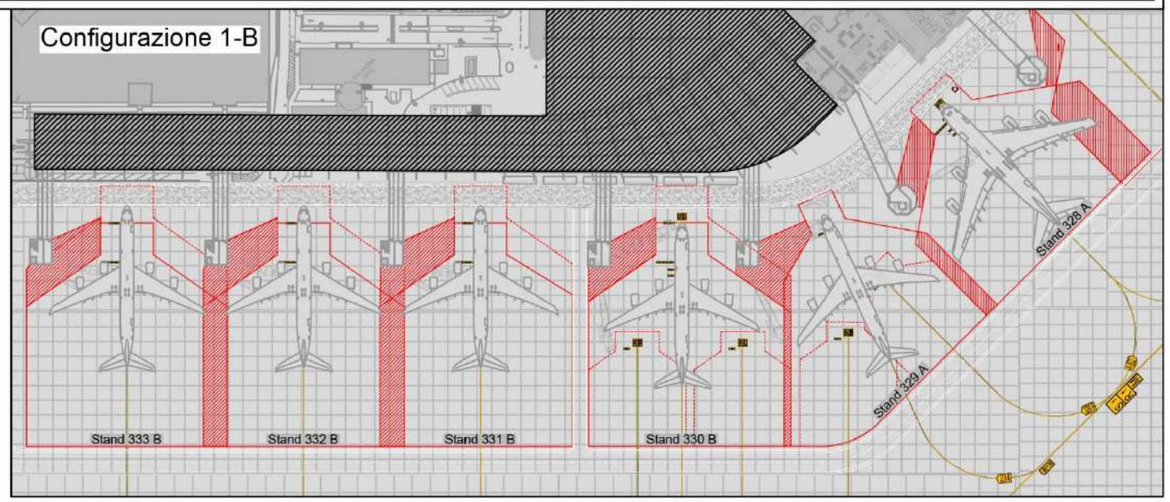
Scala 1:1500

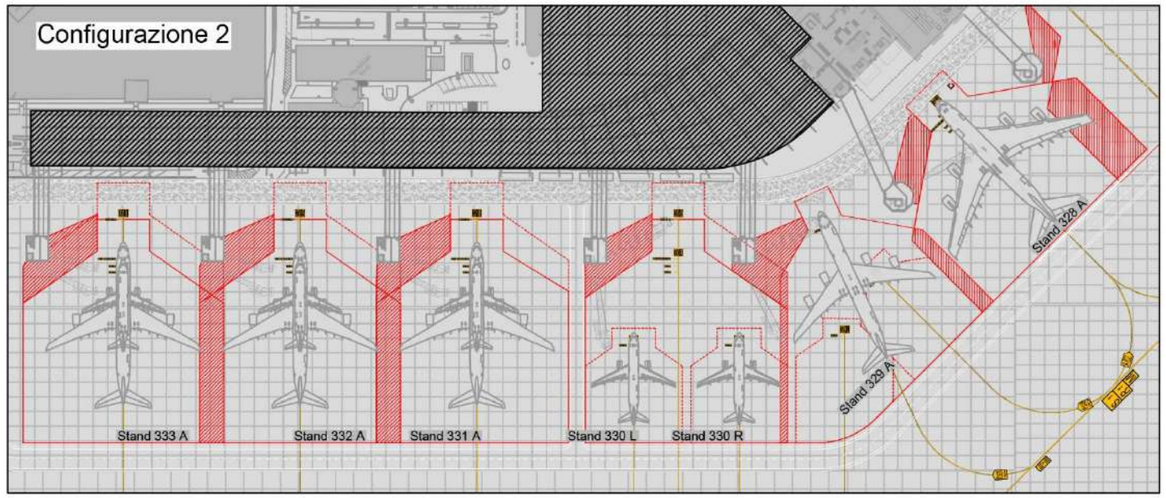


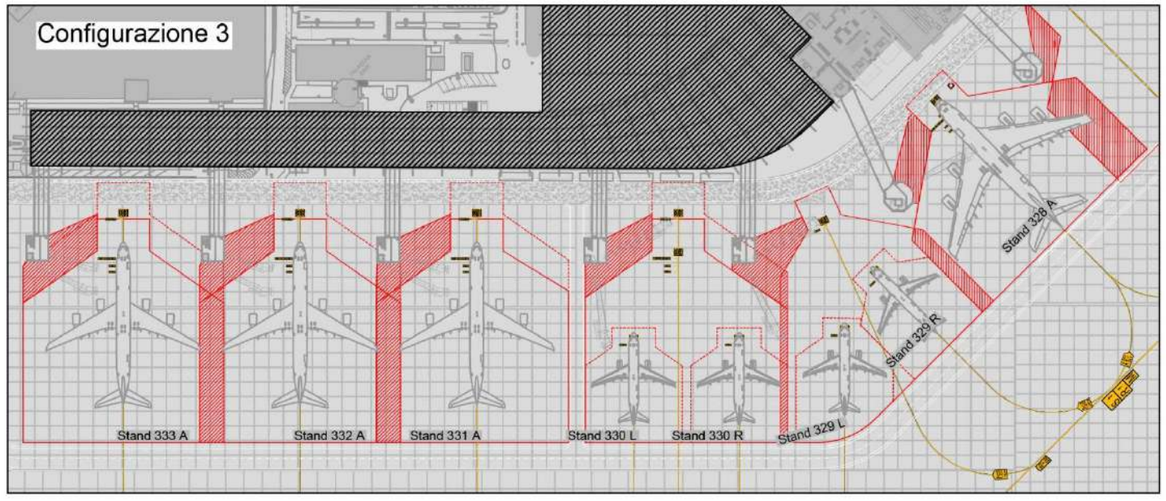
Tav. 09 - Possibili configurazioni degli stand nel piazzale extra-Shengen

Scala 1:2500









Configurazione 1-A (pista principale in uso):

- 5 contact-stands di codice E o inferiore
- 1 contact-stand di codice F

Configurazione 1-B (pista secondaria in uso):

- 5 contact-stands di codice E o inferiore, di cui 4 in posizione avanzata ("B")
- 1 contact-stand di codice F

Configurazione 2:

- 4 contact-stands di codice E o inferiore
- 2 contact-stands di codice C
- 1 contact-stand di codice F

Configurazione 3:

- 3 contact-stands di codice E o inferiore
- 4 contact-stands di codice C
- 1 contact-stand di codice F

Il contact stand 328 A è solitamente uno stallo per aerei con destinazione Shengen, ma all'occorrenza può essere utilizzato per aeromobili di codice F provenienti da zone extra-Shengen grazie alla sua posizione di confine tra i due terminal.

Modello	Codice ICAO	Mov. 2021
BOEING		
B 717	C	579
B 737	C	9.244
B 747	E	643
B 757	D	753
B 767	D	1.928
B 777	E/F	643
B 787	E	321

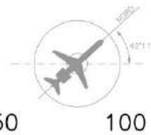
Modello	Codice ICAO	Mov. 2021
AIRBUS		
A 310	D	174
A 320	D	11.892
A 330	E	2.442
A 340	E	643
A 380	F	730

LEGENDA:

- Stand safety zone
- Taxiway / Lead-in Line
- Vabilità carrabile
- # Destination Sign
- # Location Sign
- Nuovo terminal extra-Shengen

Nota

Per una più chiara comprensione in planimetria sono raffigurati solo gli aeromobili A320 per gli stand di codice C e A340 per quelli di codice E. Sono stati scelti questi aerei perchè all'interno del codice sono quelli con un ingombro maggiore.



0 25 50 100 150 m

SCALA 1:2500

Grazie a

Il primo e doveroso ringraziamento va alla Professoressa Vignali che durante le sue ore di lezione mi ha forse fatto capire quale strada intraprendere nel "dopo l'università". Sempre molto disponibile e presente, ha avuto l'onere, ma anche la forza, di correggere la presente tesi, in modo che voi ora la possiate facilmente leggere.
Sono molti gli argomenti e gli aspetti ingegneristici e architettonici trattati in questo lavoro e ciò non sarebbe stato possibile senza l'aiuto dei Professori Mochi e Ferretti che, anche incuriositi dal tema aeroportuale, hanno scelto di mettere a mia disposizione le loro conoscenze e capacità critiche: grazie.
Lo stesso vale per lo studio Oneworks dove ho svolto il tirocinio, in particolare all'ingegner Gallina e a tutti i suoi colleghi che in quei due mesi mi hanno accolto nel mondo del lavoro, insegnandomi molto e permettendomi di prendere alcuni dati su cui si basa la tesi; grazie anche voi.

In questa parte non può mancare il ringraziamento alla mia "famiglia allargata che mi ha sempre sostenuto, così come i miei amici di Pesaro, Bologna e ai miei inquilini.
Un ultimo ringraziamento va a Letizia che in tutti questi anni mi è sempre stata vicina e mi ha spinto a dare il meglio di me.

Opere citate

BIBLIOGRAFIA

D. Bigoni, M. F. (1999). *Strutture Reticolari.* Bologna: Progetto Leonardo.

Floridia, S. (2003). Strutture Reticolari Spaziali in Acciaio: Progetto e Verifica. Dario Flaccovio Editore.

Mazzolani, F. M. (1986). La Progettazione delle Strutture in Leghe d'Alluminio. Napoli: Liguori Editore.

Mazzolani, F. M. (2003). *Aluminium Structural Design.* Udine: SpringerWienNewYork.
Piana, M. (1999). Le misure dellacarpenteri lignea veneziana dei secoli XIV-XVI. *Metrologia e tecniche costruttive*, (p. 37-44). Pescara.

Piana, M. (2000). La carpenteria lignea dei secoli XIV e XV. *L'architettura gotica veneziana*, (p. 73-81). Venezia.

Piana, M. (2000). Note sulle tecniche murarie dei primi secoli dell'edilizia lagunare. *L'architettura gotica veneziana.* Venezia.

Piana, M. (2002). Le Gaggiandre nell'Arsenale di Venezia. Il consolidamento della carpenteria lignea. In G.Brunetti, *Il cantiere per la conservazione. Tecniche, esperienze e interventi sul costruito* (p. 11-19). Torino.

Pozzati, P. (1977). Teoria e Tecnica delle Strutture,Vol. II Sistemi di Travi, Parte II Applicazioni pratiche. Bologna: Unione Tipografica-editrice Torinese.

SITOGRAFIA

Archiweb:
http://www.archweb.it/

Arsenale di Venezia - Comune di Venezia:
http://arsenale.comune.venezia.it/?page_id=102

Ing.Forum:
http://www.ingegneri.info/forum/viewtopic.php?f=14&t=46894&start=10

Los Angeles World Airports:
https://www.lawa.org/uploadedFiles/LAXDev/Construction_Handbook/Guide_Specs/S33%20Econocrete.pdf

Mero Italiana:
http://www.meroitaliana.it/

Michigan Department of Transportation:
https://www.michigan.gov/documents/P-208_144462_7.pdf

Sopraintendenza Beni Culturali:
http://www.soprintendenza.venezia.beniculturali.it/soprive/restauri/Cantieri/arsenale-i-restauri-della-soprintendenza-1/arsenale-i-restauri-della-soprintendenza

Università degli Studi di Pavia.
http://dietcad.unipv.it/corsi/PdIV/14%20-%20Sovrastrutture%20-%20pavimentazioni%20stradali.pdf

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Certification Specification and Guidance Material for Aerodrome Design (EASA 2015).

Circolare esplicativa n. 617 (Ministero delle Infrastrutture 2 febbraio 2009).

Eurocodice 9 (ECCS 2002).

Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture 2008).