

## 350km/h客运专线铁路

# 特大跨度钢筋混凝土拱桥关键技术研究

**某客运专线特大跨度钢筋混凝土拱桥施工过程中及  
成桥静力仿真计算及徐变分析研究**

**赵人达**



# 主要内容

---

1、工程背景

2、主要研究内容

3、有限元模型建立

4、确定性分析结果

5、概率性分析结果

6、敏感性分析结果

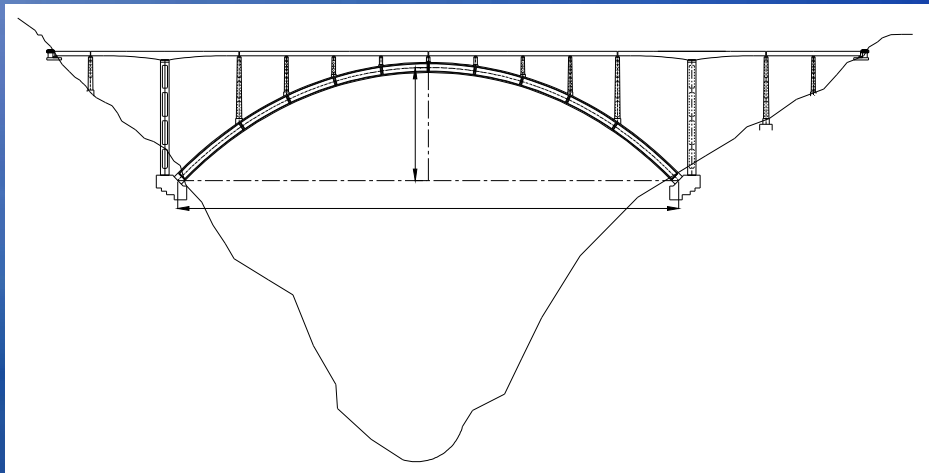
7、结论与讨论

---

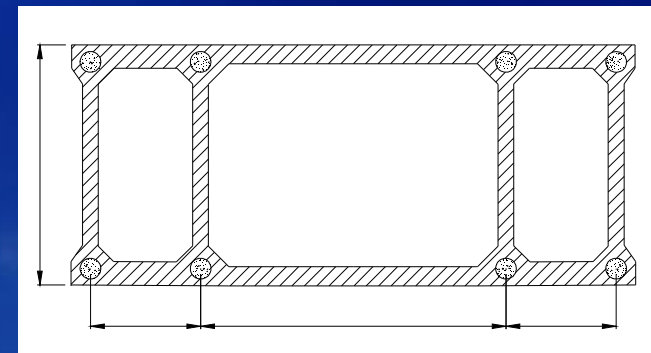
# 1. 工程背景

## 1.1 工程概况

大桥桥址为典型山区深切V字形峡谷地形，两岸基岩出露、岩体完整。设计运行速度达350km/h。



拱桥立面图



拱圈断面图

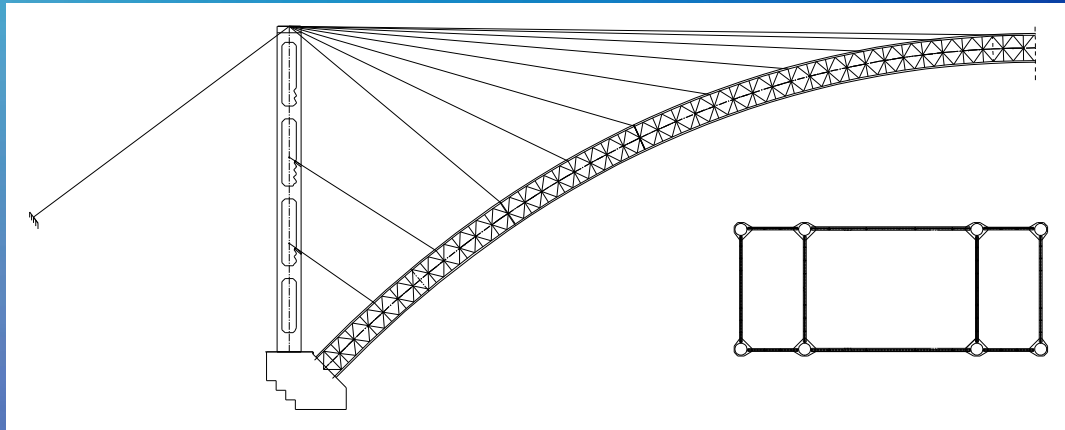
# 1. 工程背景



建设中的拱桥（主桥为跨度445m上承式钢筋混凝土拱桥）

# 1. 工程背景

## 1.2 施工顺序



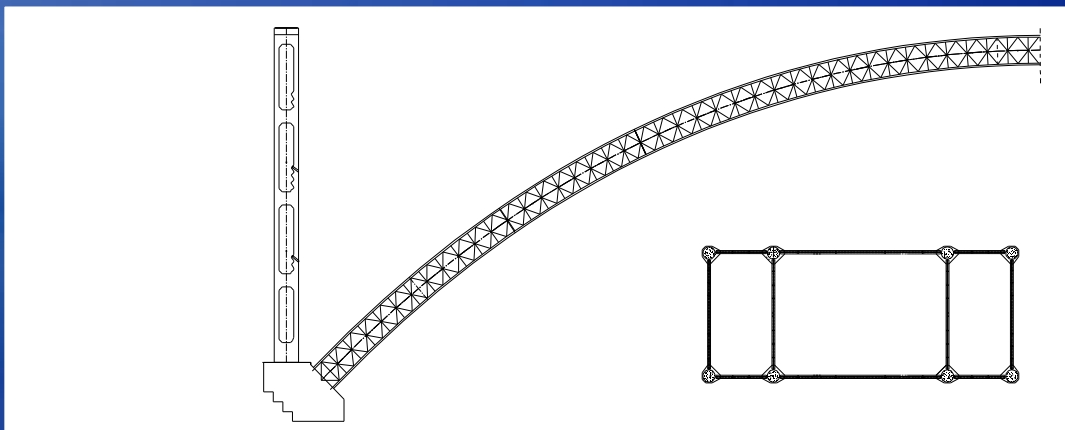
吊装劲性骨架、合龙



先下后上，先外后内  
灌注管内混凝土

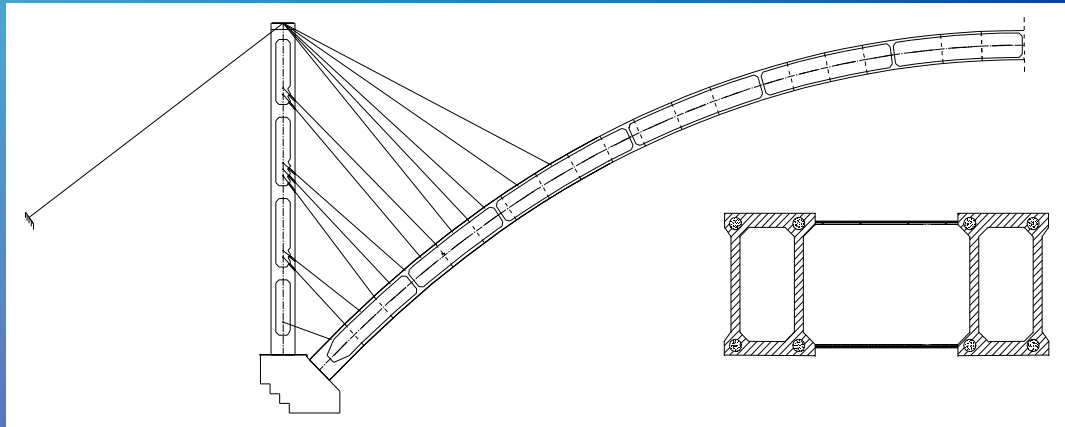


形成劲性骨架

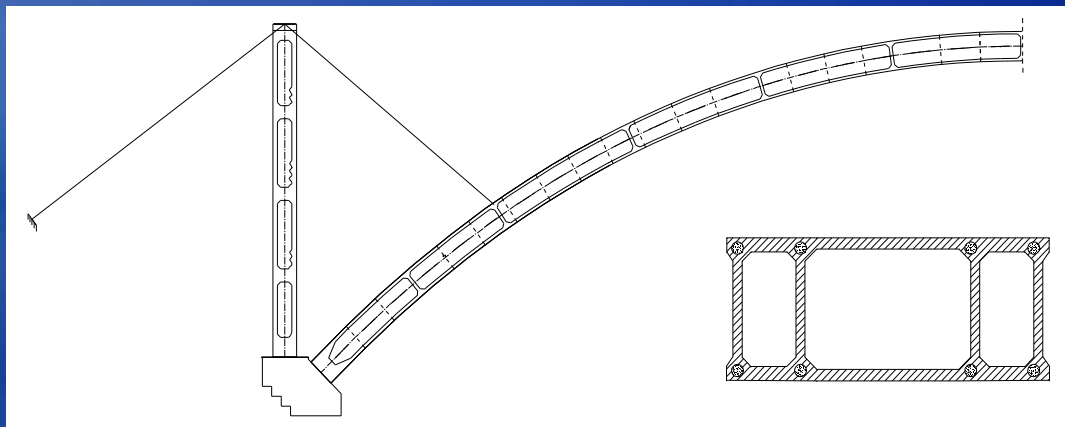


# 1. 工程背景

## 1.2 施工顺序



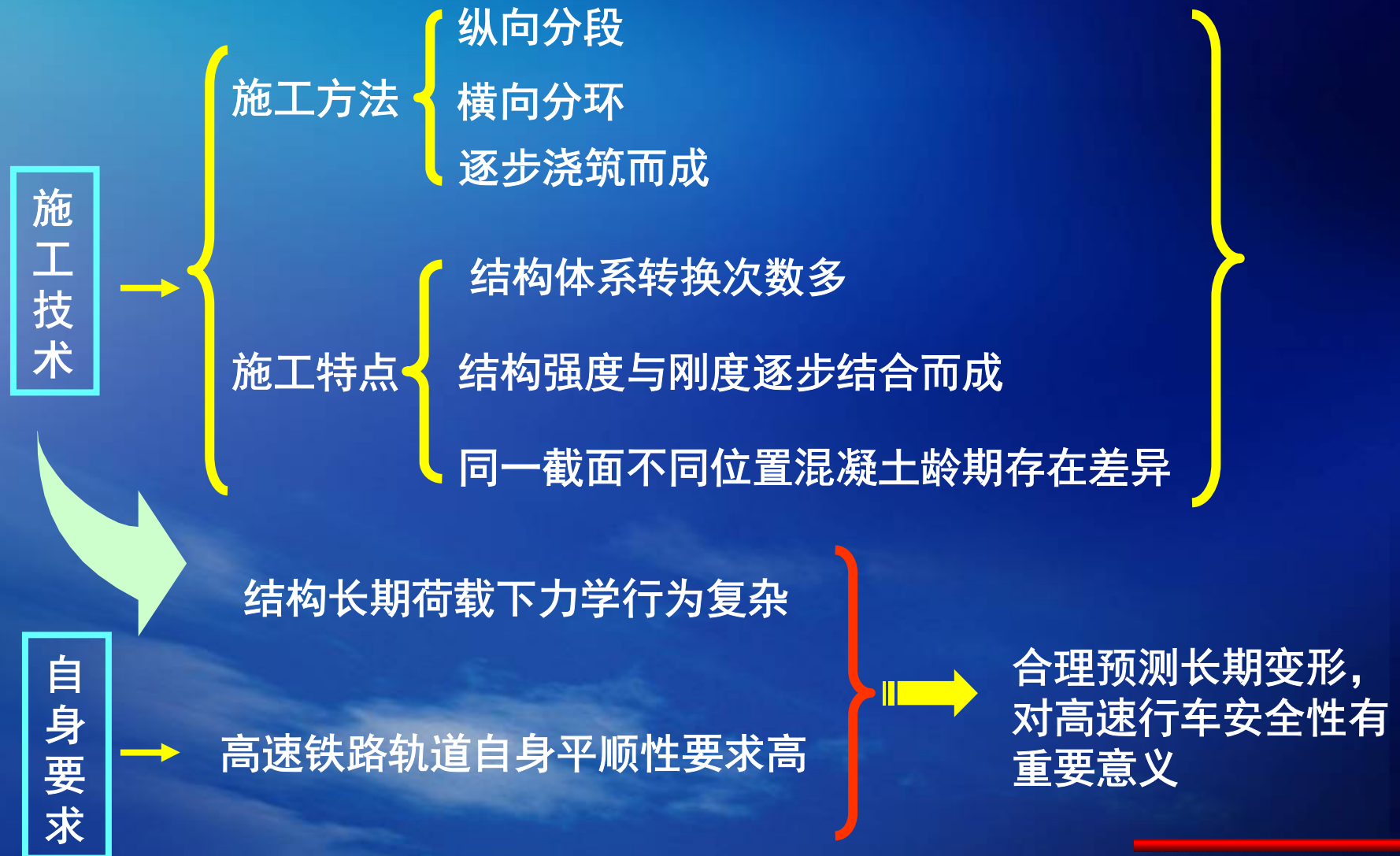
按“底板、腹板、顶板”的顺序外包边箱混凝土



外包中箱混凝土形成拱圈结构

# 1、工程背景

## 1.3 研究意义



## 2、主要研究内容

---

- 1、考虑本桥施工方法和特点，建立适合大桥施工工法的有限元模型；
  - 2、根据不同的混凝土收缩徐变模型，分析施工过程中及成桥后关键截面应力及变形的确定性结果；
  - 3、根据不同的混凝土收缩徐变模型，同时考虑混凝土收缩徐变模型参数的随机性，计算分析施工过程中及成桥后关键截面应力及变形的概率性结果；
  - 4、拱圈结构关键断面的位移和应力对随机变量的敏感性分析。
-



## 3、有限元模型建立

### 3.1 有限元分析模型

#### ➤ Midas/Civil有限元模型

建立主拱圈劲性骨架钢管混凝土结构空间计算模型，利用“激活和钝化”技术，实现施工过程的正装分析。

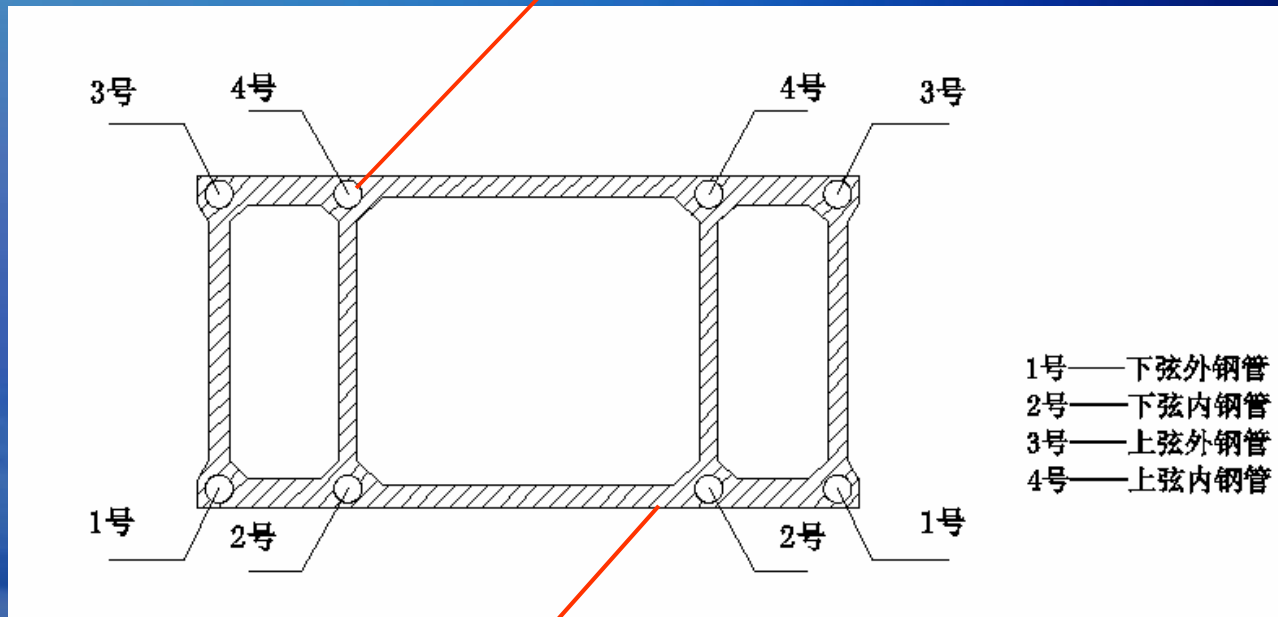
#### ➤ CSBNLA有限元模型

采用自主开发的混凝土结构双非线性有限元分析程序CSBNLA，建立主拱圈劲性骨架钢管混凝土结构空间计算模型，进行施工阶段有限元分析。

# 3、有限元模型建立

## 3.1 Midas有限元模型

内填混凝土和钢管：共节点梁单元

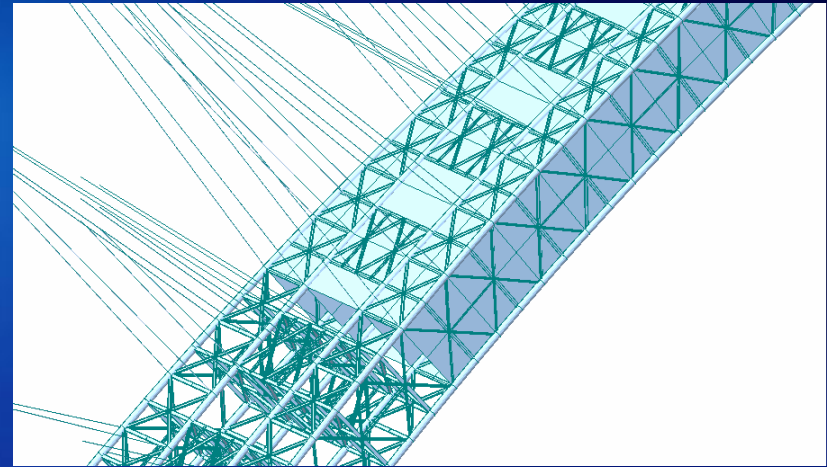


外包混凝土：板单元，并考虑偏心

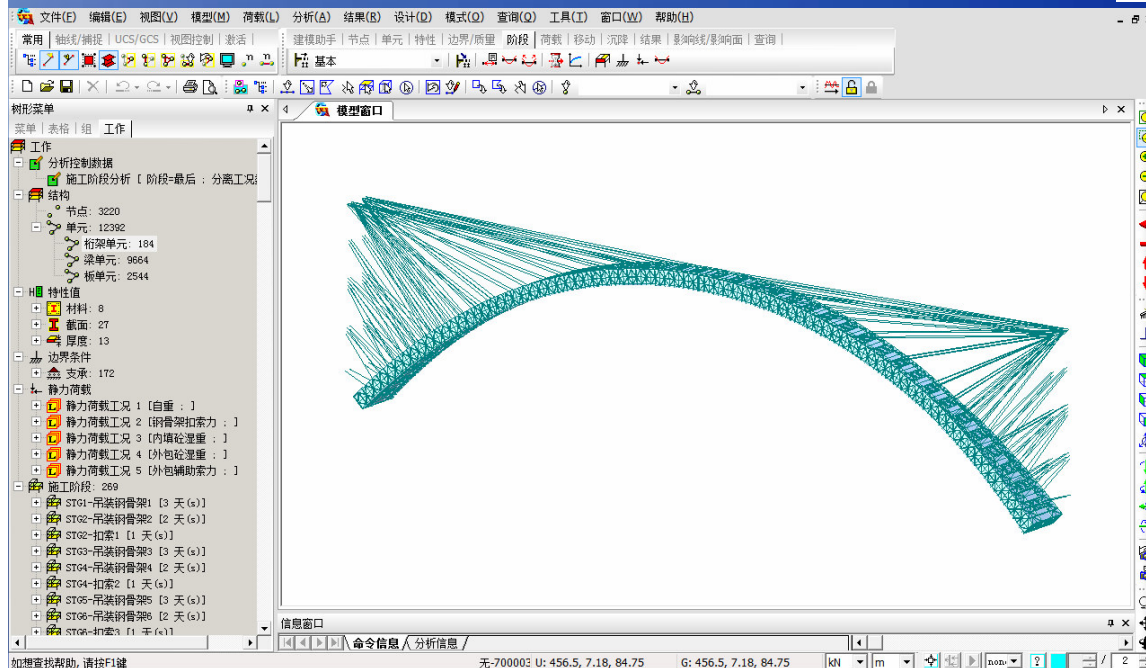
# 3、有限元模型建立

## 3.1 Midas有限元模型

劲性骨架施工阶段全桥有限元模型

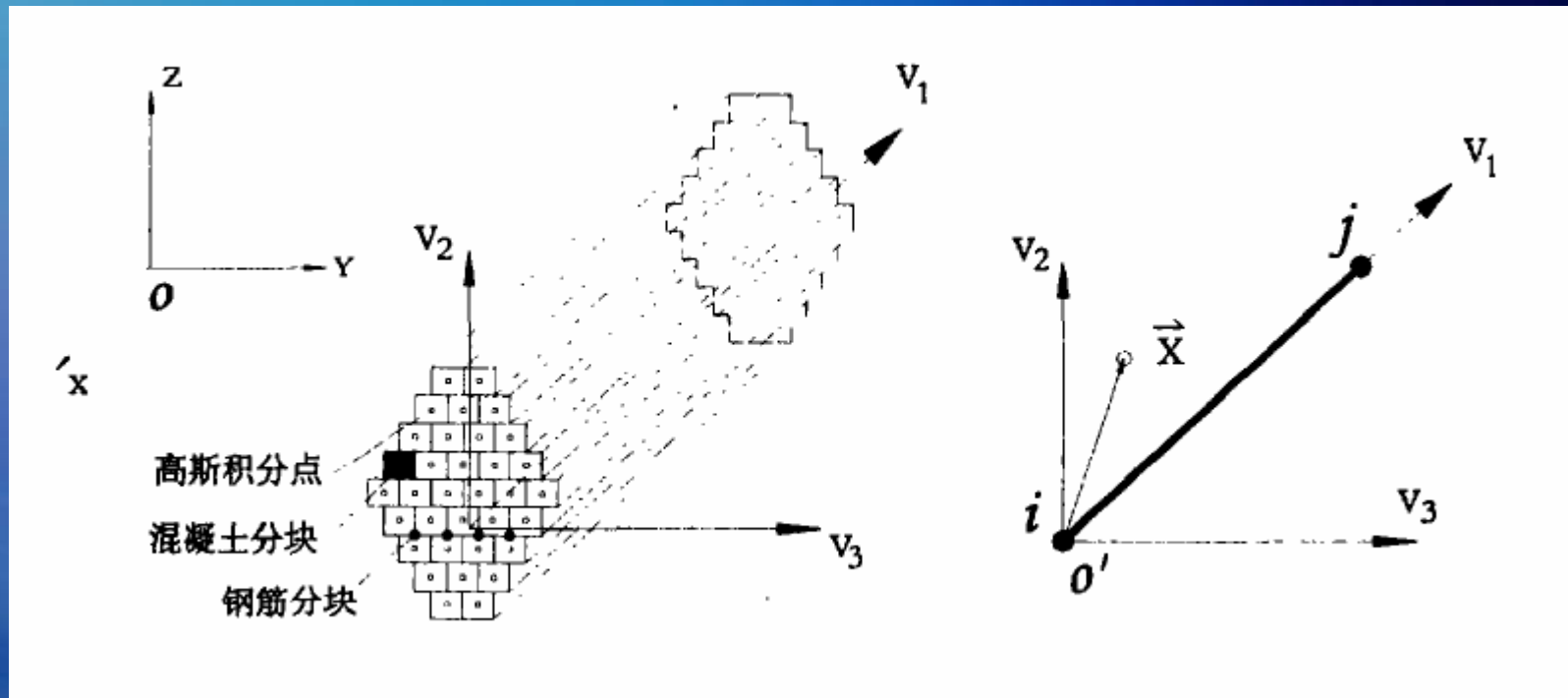


劲性骨架施工阶段局部示意图



# 3、有限元模型建立

## 3.1 CSBNLA有限元模型



退化梁单元分块示意图

## 3、有限元模型建立

### 3.3 Midas与CSBNLA结果对比

---

在初期计算中，为了保证计算的准确性，计算过程中不同软件的计算人员进行信息屏蔽。此模型计算参数统一为设计院模型参数

混凝土收缩徐变模型采用CEB90模型（公路桥规模型）

关于一些计算参数取值已经与设计院相关技术人员讨论并达成一致意见

---

### 3.4 Midas与CSBNLA结果位移对比

## 3、有限元模型建立

### 成桥后位移对比

位置	节点号	Midas空间模型位移(m)	CSBNLA平面模型位移(m)
1/8跨	24	-0.122	-0.098
1/4跨	45	-0.400	-0.373
3/8跨	65	-0.413	-0.413
跨中	84	-0.411	-0.415
最大	63	-0.597	-0.592

### 3、有限元模型建立

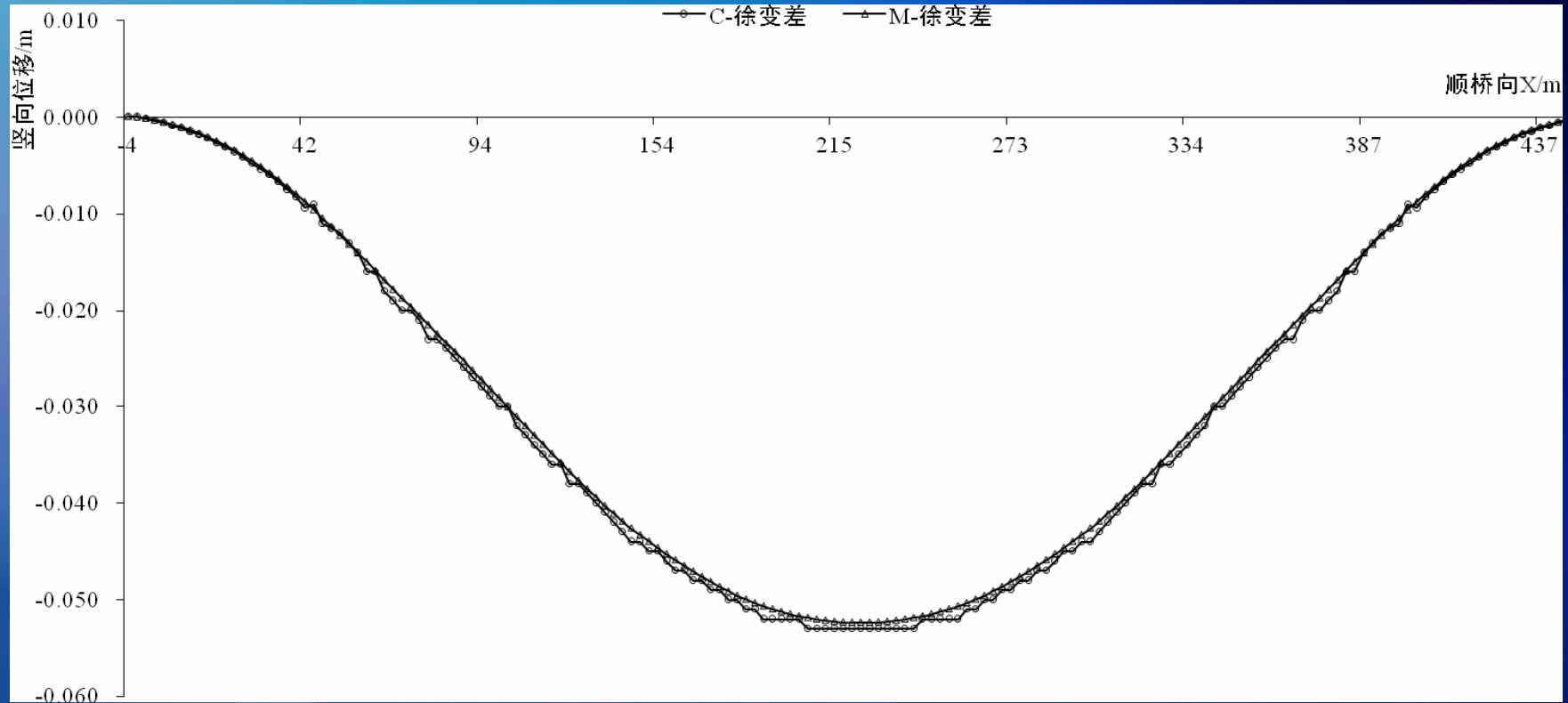
#### 3.4 Midas与CSBNLA结果位移对比

#### 成桥十年后位移对比

位置	节点号	Midas空间模型位移(m)	CSBNLA平面模型位移(m)
1/8跨	24	--0.133	-0.109
1/4跨	45	-0.431	-0.405
3/8跨	65	-0.460	-0.461
跨中	84	-0.463	-0.468
最大	63	-0.643	-0.639

# 3、有限元模型建立

## 3.4 Midas与CSBNLA结果位移对比



成桥后及成桥10年两阶段位移增量对比



# 3、有限元模型建立

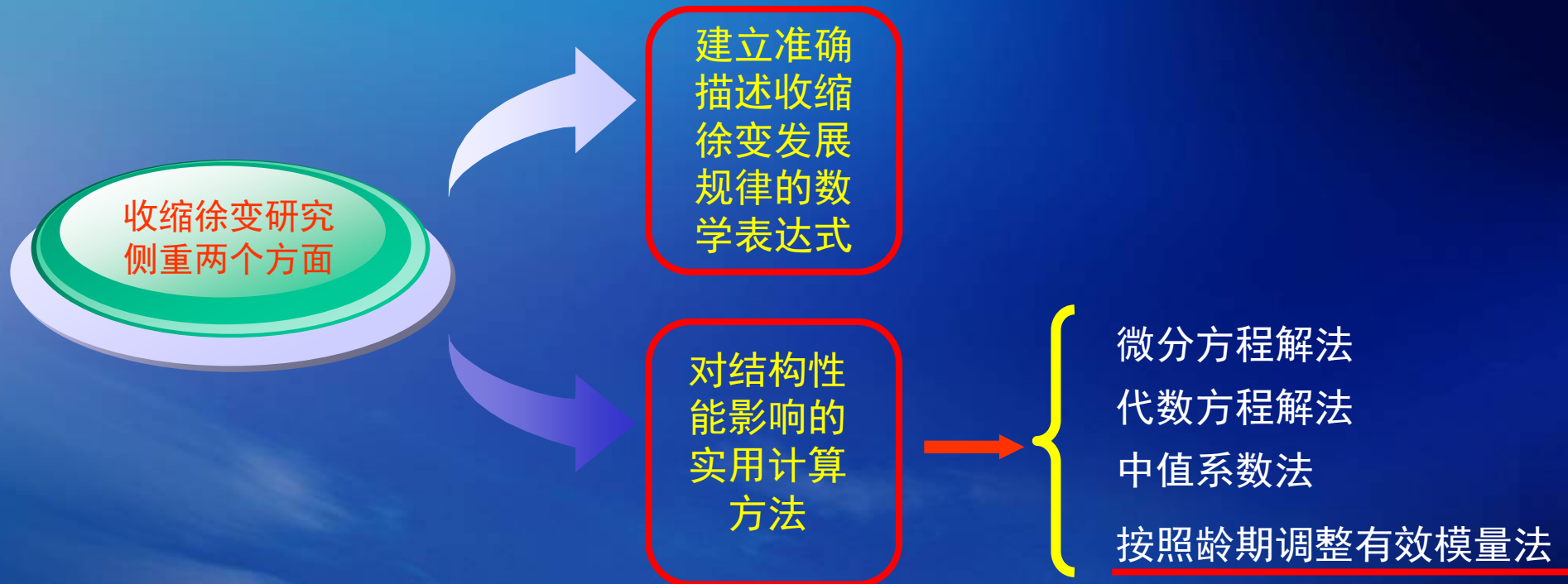
## 3.5 Midas与CSBNLA结果应力对比

阶段	组分		Midas空间模型	CSBNLA平面模型
成桥	钢管	下弦	-210.00	-194.00
		上弦	-239.00	-230.00
	内填砣	下弦外	-14.60	-13.60
		下弦内	-14.10	-13.00
		上弦外	-19.50	-19.00
		上弦内	-18.90	-18.30
	外包砣	边箱底板	-13.10	-12.90
		边箱顶板	-6.71	-6.70
		中箱底板	-3.95	-4.11
		中箱顶板	-2.78	-2.91
成桥后十年	钢管	下弦	-227.00	-211.00
		上弦	-261.00	-253.00
	内填砣	下弦外	-13.70	-12.60
		下弦内	-13.20	-12.10
		上弦外	-18.70	-18.10
		上弦内	-18.30	-17.70
	外包砣	边箱底板	-12.10	-11.90
		边箱顶板	-7.08	-7.01
		中箱底板	-3.87	-3.88
		中箱顶板	-3.42	-3.44

跨中截面应力对比结果（单位：MPa）

# 4、确定性分析结果

## 4.1 收缩徐变预测模型



## 4、确定性分析结果

### 4.1 收缩徐变预测模型

---

- 收缩徐变特点：混凝土最不确定的力学性质、试验结果离散性大、影响因素众多、具有时变性和随机性。
- 比较有代表性的收缩徐变模型：CEB-FIP模型、ACI209模型、GL2000模型和Z. P. Bazant教授提出的BP及B3模型。
- 已有研究表明，B3模型和GL2000模型对试验数据描述性较好，表现出相对较小的模型离散性。
- 考虑到ACI209和B3模型，需要提前知道施工配合比，而这一信息在设计阶段无法确定，故本研究中主要采用GL2000、MC90（公路桥规）和MC78模型（铁路桥规）。

## 4、确定性分析结果

### 4.1 收缩徐变预测模型

#### 不同收缩徐变模型参变量比较

	Model				
	ACI 209-82	MC1990-99	B3	B3A	GL 2000
Cement type	Y	Y	Y	Y	Y
Ambient RH	Y	Y	Y	Y	Y
Duration of moist curing	Y	Y	Y	Y	Y
Age of loading	Y	Y	Y	Y	Y
Curing method	Y		Y	Y	
Volume to surface area ratio	Y <sup>a</sup>	Y	Y	Y	Y
Shape of specimen			Y	Y	
Drying before loading			Y	Y	Y
$f_{cm28}$		Y	Y	Y	Y
$E_{cmto}$	Y	Y	Y	Y	Y
$E_{cm28}$		Y	Y	Y	Y
Aggregate stiffness	— <sup>b</sup>	— <sup>b</sup>	— <sup>b</sup>	— <sup>b</sup>	— <sup>b</sup>
Total aggregate content			Y	A	
Cement content			Y	A	
Water content			Y	C	
Sand to aggregate ratio	Y <sup>c</sup>				
Slump	Y <sup>c</sup>				
Air content	Y <sup>c</sup>				

**Note:** A, assumed; C, calculated; Y, yes.

<sup>a</sup>Correction for volume to surface area ratio by scaling shrinkage or creep coefficient, respectively.

<sup>b</sup>In “all-data” calculations, concrete strength was modified to accommodate measured modulus of elasticity.

<sup>c</sup>Method can be used without using these factors.

# 4、确定性分析结果

## 4.1 收缩徐变预测模型

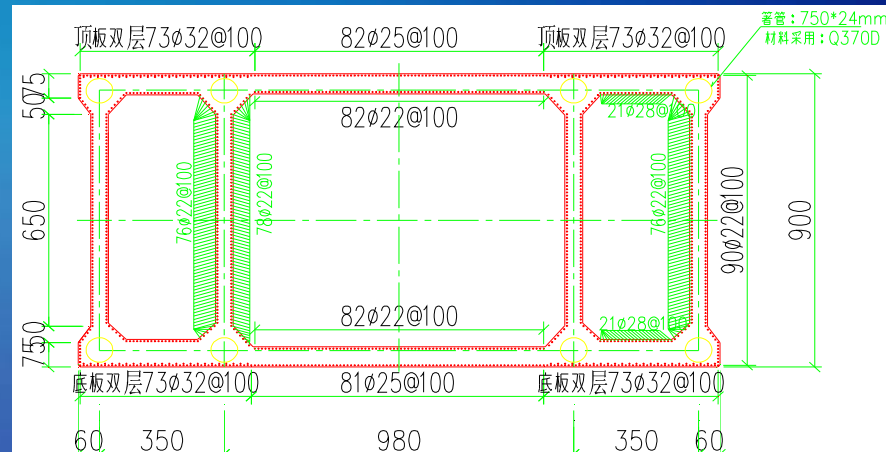
### 计算模型基本参数取值

模型	$f_{cm}$	环境湿度 $H$		考虑收缩开始时间	水泥种类
		管内混凝土	外包混凝土		
CEB78(MC78)模型	56MPa	90.00%	70.00%	3d	快干普通水泥
CEB90(MC90)模型	56MPa	95.00%	82.40%	3d	快干普通水泥
GL2000模型	56MPa	95.00%	82.40%	3d	快干普通水泥

钢管内填混凝土和外包混凝土的时变特性也存在很大差异。管内混凝土处于密闭状态，干燥徐变和收缩应变较小，一般只需考虑基本徐变。相反，外包混凝土完全暴露在大气中，收缩应变、干燥徐变以及基本徐变均应予以考虑。

## 4、确定性分析结果

### 4.1 收缩徐变预测模型



等宽截面配筋示意图

- 在本研究的确定性分析中，共考虑了MC78、MC90和GL2000三种收缩徐变模型。其中MC78模型由Midas计算；MC90模型由Midas和CSBNLA共同计算；GL2000模型由CSBNLA计算。其中CSBNLA分别考虑了不计普通钢筋的影响和计入普通钢筋的影响两种情况。

# 4、确定性分析结果

## 4.2 确定性计算位移结果

成桥后跨中截面相对位移(单位:m)

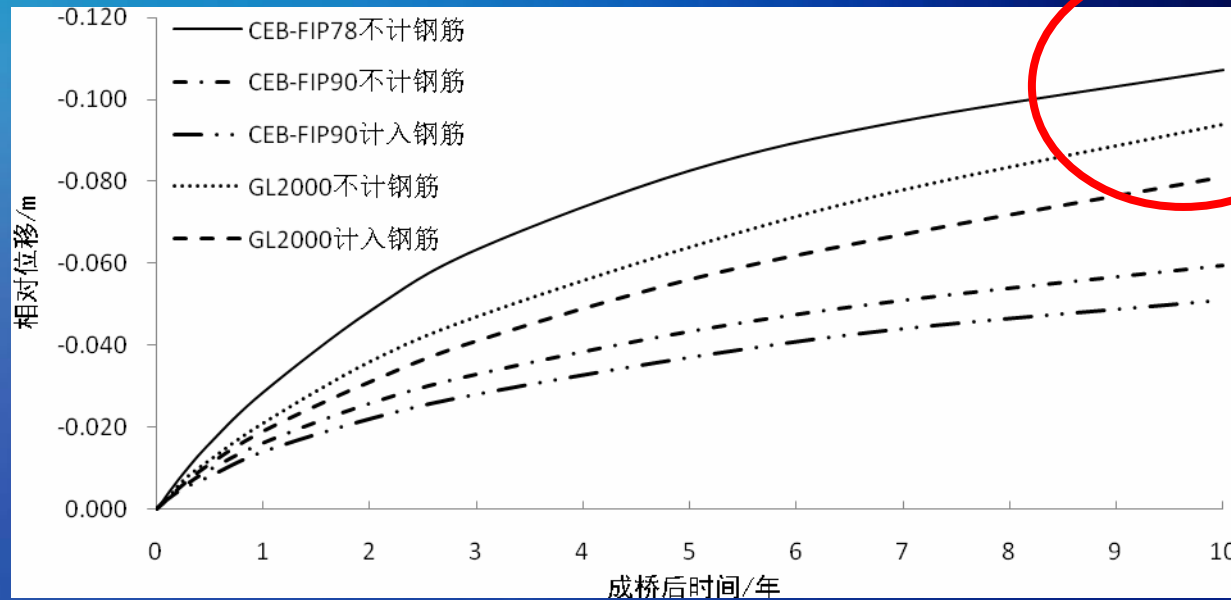
成桥后时间	CEB-FIP78不计钢筋	CEB-FIP90不计钢筋	CEB-FIP90计入钢筋	GL2000不计钢筋	GL2000计入钢筋
成桥	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
一个月	-0.003	-0.002	-0.002	-0.002	-0.002
三个月	-0.009	-0.005	-0.005	-0.007	-0.006
六个月	-0.016	-0.010	-0.008	-0.012	-0.011
一年	-0.029	-0.016	-0.014	-0.021	-0.019
两年	-0.049	-0.026	-0.022	-0.036	-0.031
三年	-0.063	-0.033	-0.028	-0.047	-0.041
五年	-0.083	-0.043	-0.037	-0.064	-0.056
七年	-0.095	-0.051	-0.044	-0.078	-0.067
十年	-0.107	-0.060	-0.051	-0.094	-0.081



- MC78模型计算的成桥后相对位移最大，为-0.107m，MC90模型的计算结果最小，GL2000模型的计算结果处于两者之间。
- 计入普通钢筋影响后，对结构长期收缩徐变效应有一定的抑制作用，成桥十年后拱顶位移值有所降低。

# 4、确定性分析结果

## 4.2 确定性计算位移结果

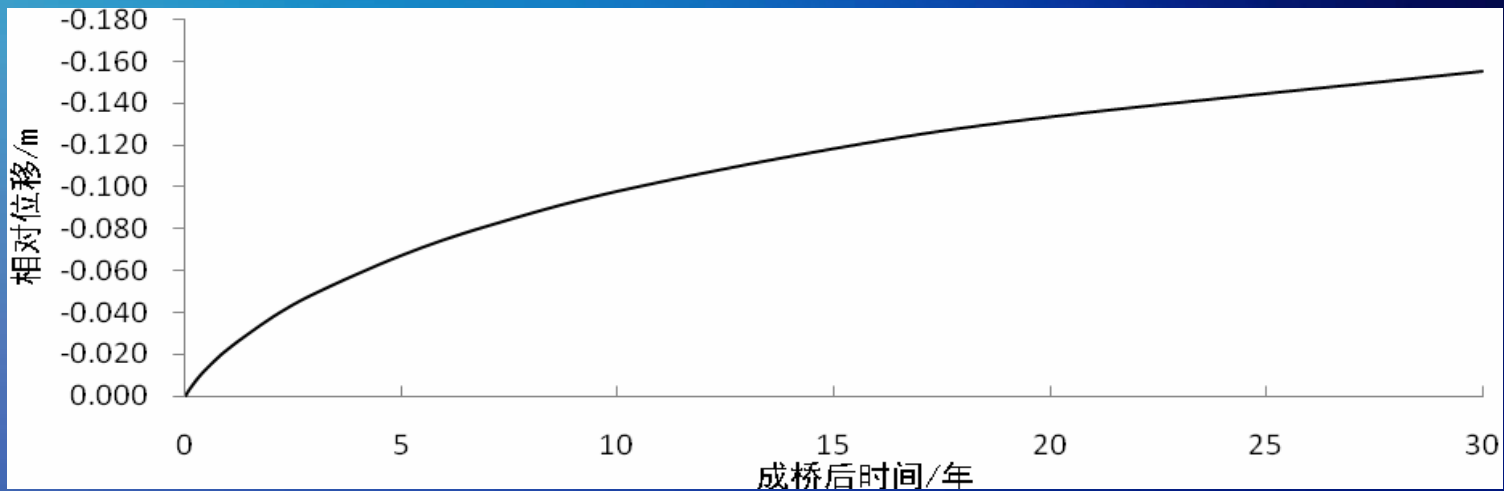


成桥后跨中截面相对位移对比(单位:m)



## 4、确定性分析结果

### 4.2 确定性计算位移结果

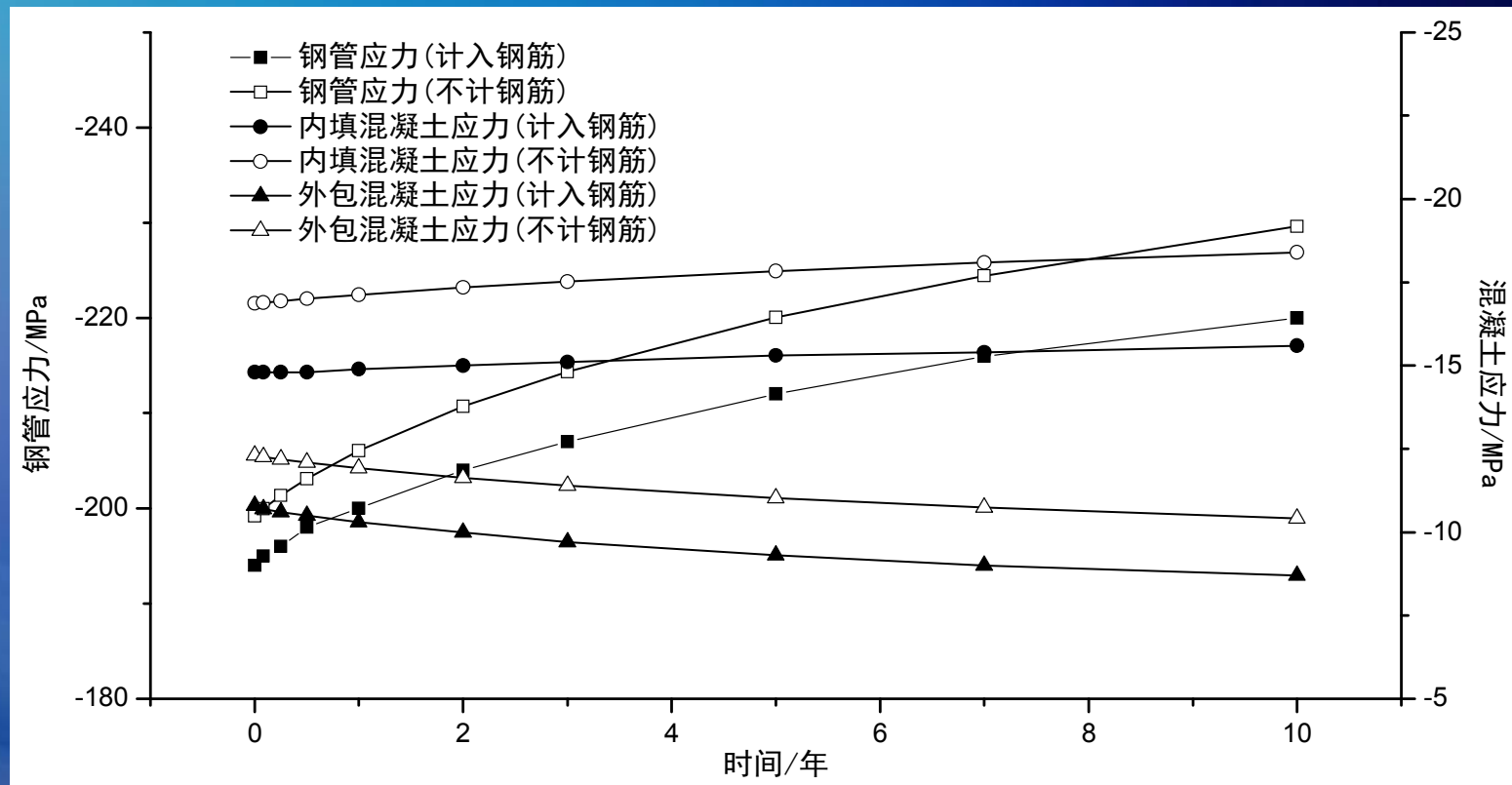


成桥至成桥后30年跨中截面相对位移(单位:m)

- 成桥后十年时跨中截面位移挠度还有**继续增大**趋势，本研究仅就GL2000不计普通钢筋模型将计算时间延长至30年，计算结果如上图所示。成桥10年阶段的相对位移约为成桥30年阶段的**65%**左右。

# 4、确定性分析结果

## 4.3 确定性计算应力结果



GL2000模型成桥后拱顶截面下弦各组成材料应力变化

## 4、确定性分析结果

### 4.3 确定性计算应力结果

---

确定性应力计算结果表明：

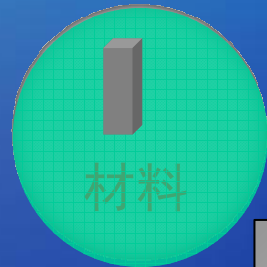
1. 收缩徐变效应使钢管、外包混凝土应力减小，管内混凝土应力变化不大。其中，管内混凝土应力变化不大的原因是管内混凝土施工天数早于外包混凝土，导致相同阶段管内混凝土收缩徐变效应弱于外包混凝土。
2. 计入普通钢筋后，普通钢筋能在一定程度上分担截面应力，使钢管、内填混凝土和外包混凝土应力减小。
3. 收缩徐变导致截面应力重分布，钢管应力增加，部分截面有钢管屈服的风险。

# 5、概率性分析结果

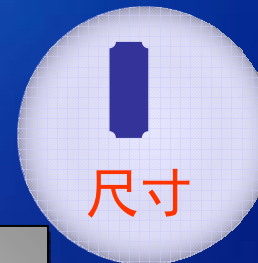
## 5.1 收缩徐变效应的随机性

➤ **系统随机性**：客观事物与主观描述或者预测之间存在着某种偏差，而这种偏差又表现出一定的统计规律，可以用概率的手段来描述，我们称这类事物对应的系统具有随机性。

弹性模量、泊松比、强度、密度



柱的横截面积、惯性矩、板的厚度



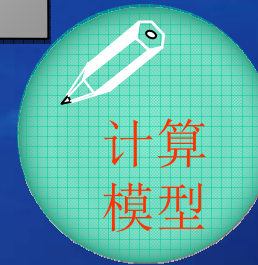
土木、水利  
领域随机性



地震、风以及自身荷载与设计荷载不符等



结构计算模型并不能准确反应客观规律



# 5、概率性分析结果

## 5.1 收缩徐变效应的随机性

Fig. 1. Comparison of ACI 209 with RILEM shrinkage data bank.

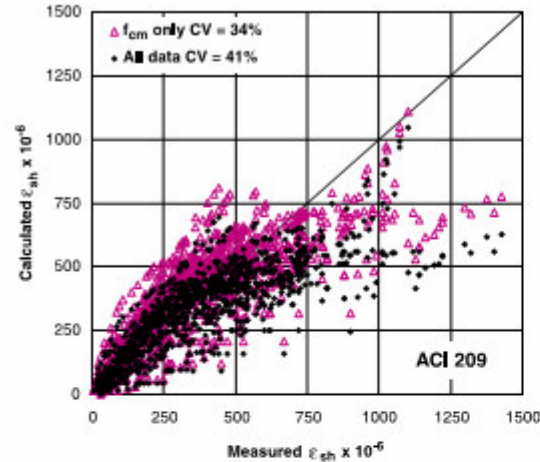


Fig. 3. Comparison of CEB MC1990-99 with RILEM shrinkage data bank.

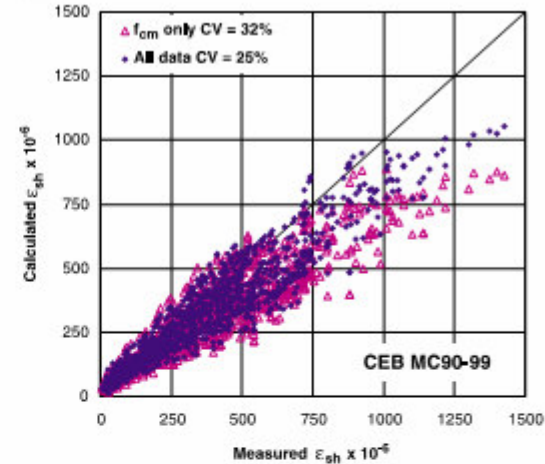


Fig. 2. Comparison of ACI 209 with RILEM compliance data bank.

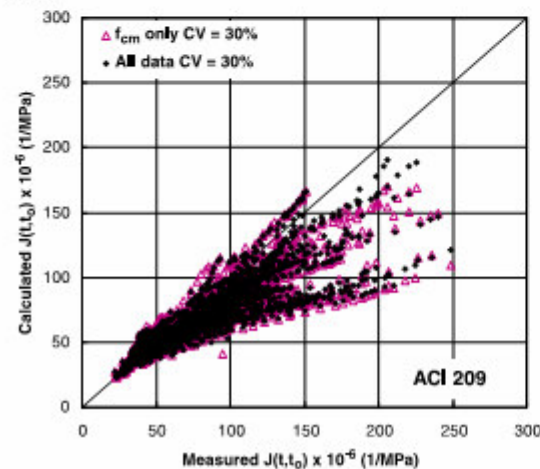
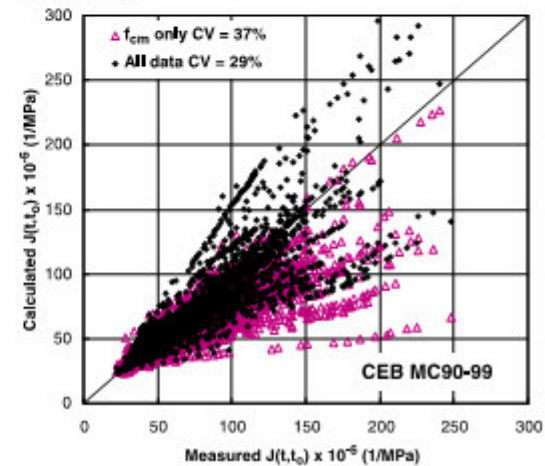


Fig. 4. Comparison of CEB MC1990-99 with RILEM compliance data bank.



# 5、概率性分析结果

## 5.1 收缩徐变效应的随机性

Fig. 5. Comparison of B3 with RILEM shrinkage data bank.

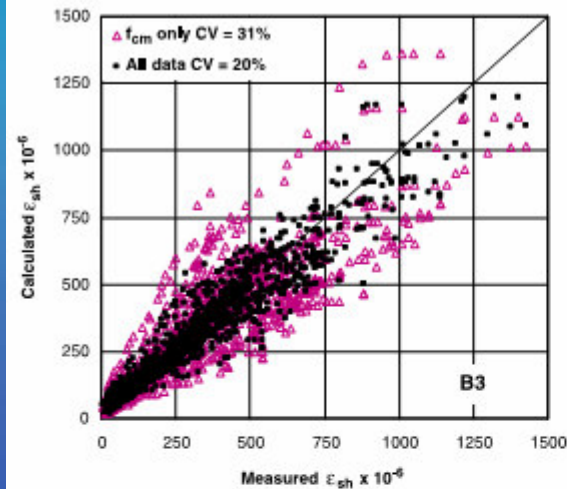


Fig. 7. Comparison of GL 2000 with RILEM shrinkage data bank.

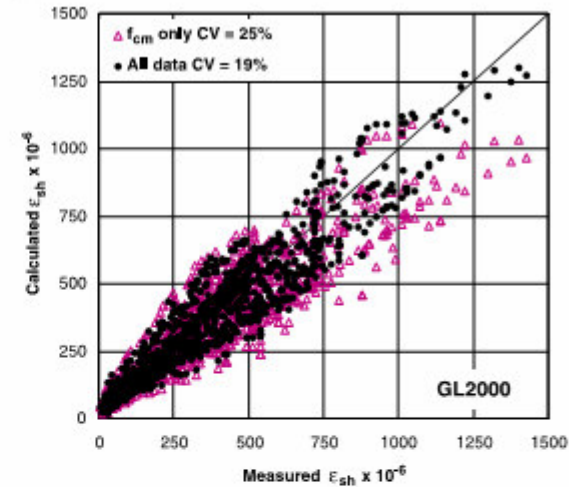


Fig. 6. Comparison of B3 with RILEM compliance data bank.

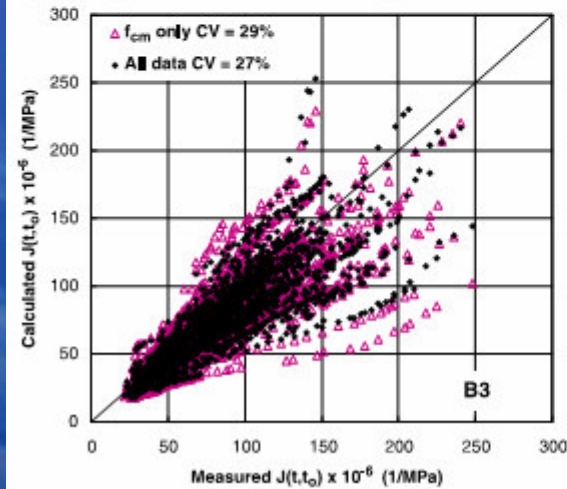
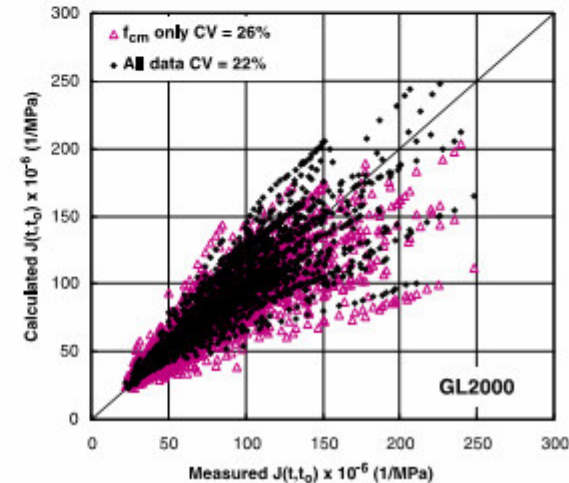
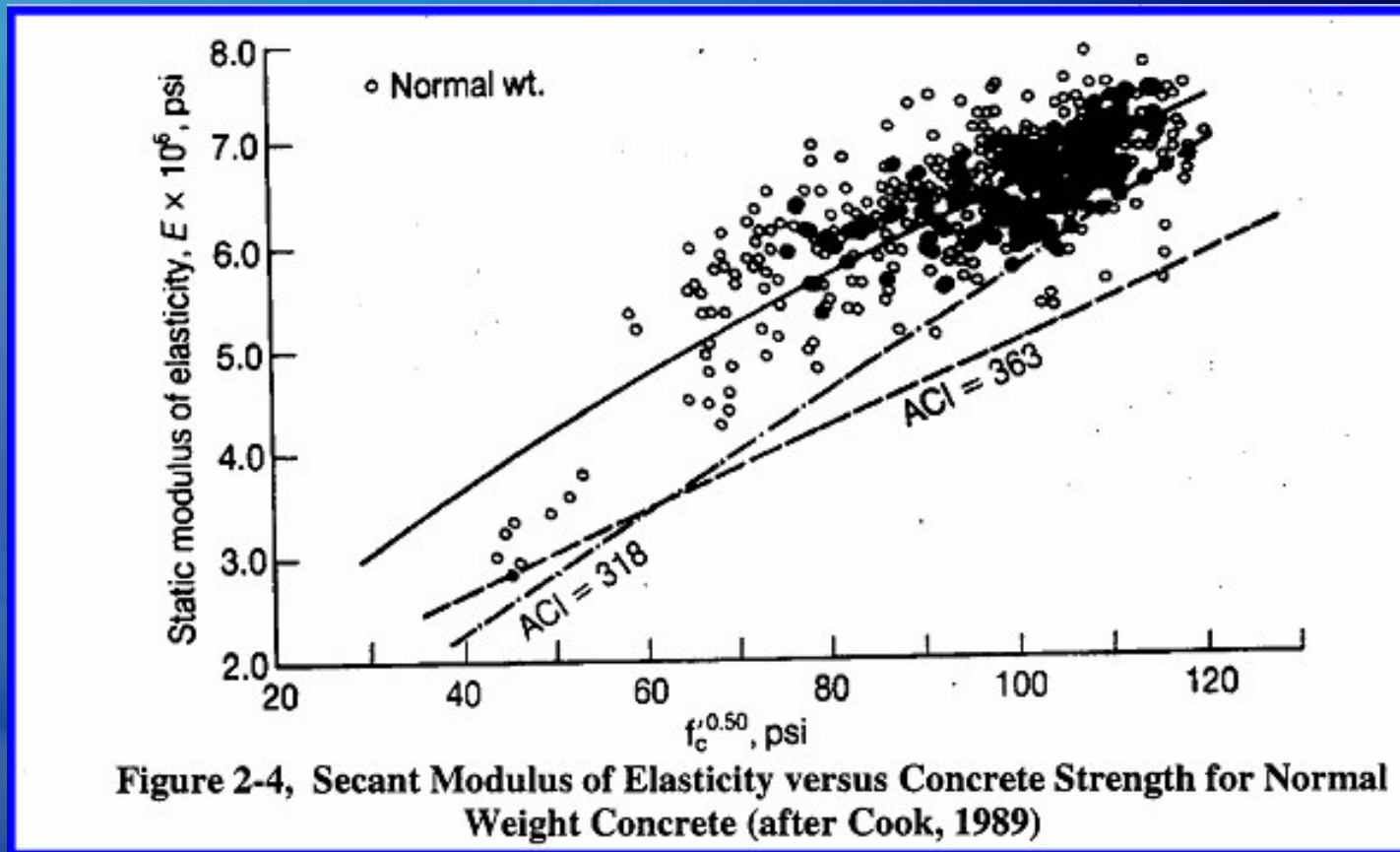


Fig. 8. Comparison of GL 2000 with RILEM compliance data bank.



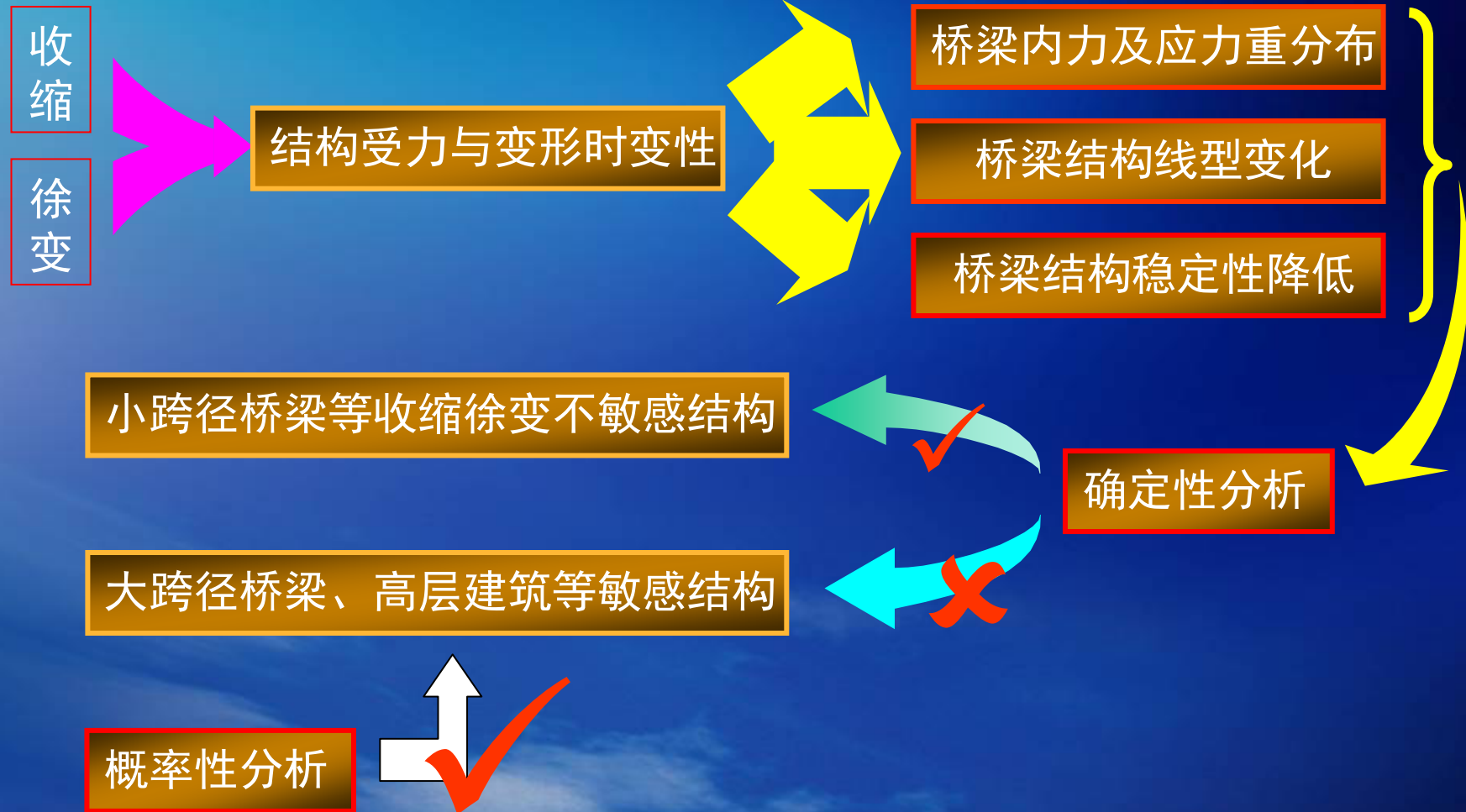
## 5、概率性分析结果

### 5.1 收缩徐变效应的随机性



# 5、概率性分析结果

## 5.1 收缩徐变效应的随机性





# 5、概率性分析结果

## 5.2 概率性分析研究现状

### ➤领域开创者：

美国科学院与工程院院士、西北大学著名教授Z.P.Bazant

### ➤Bazant教授部分工作与观点：

- 1、提出收缩徐变随机性三因素(内部随机、外部随机、测量随机)
- 2、用点矩阵法求解混凝土收缩徐变效应一阶矩和二阶矩
- 3、Latin超立方抽样技术研究了预应力混凝土连续刚构长期随机变形
- 4、采用Bayesian技术由短期徐变变形预测长期徐变变形
- 5、根据结构的复杂程度将混凝土结构分成5级。对于第4级结构(包括超高层建筑、大跨度桥梁、大坝和大型屋盖等)，徐变效应分析建议采用按龄期调整有效模量法的有限元分析方法，并强烈建议采用随机分析方法。

## 5、概率性分析结果

### 5.2 概率性分析研究现状

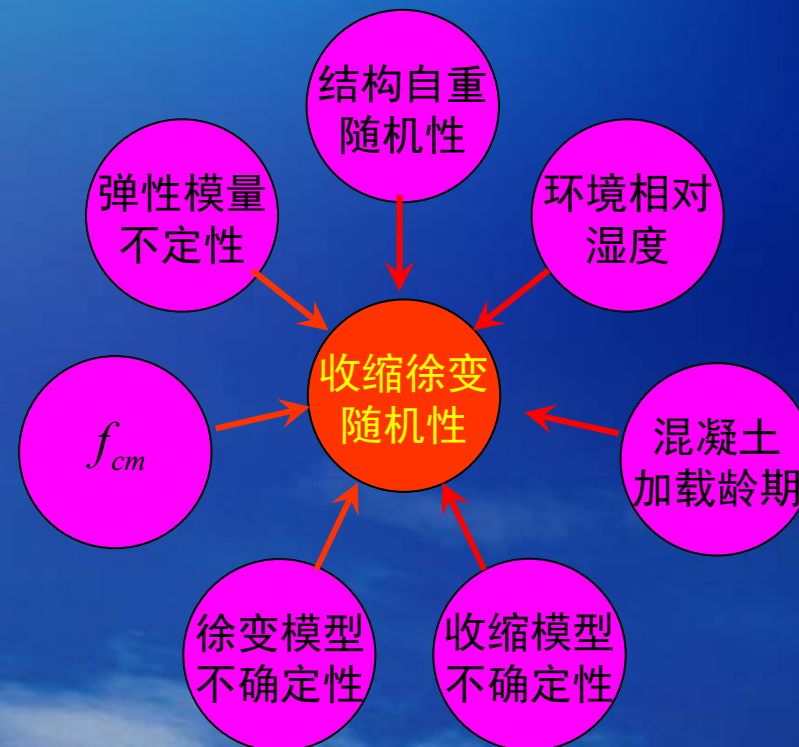
#### ➤国内研究：

- 1、中国铁道科学研究院王勋文和程庆国采用BP收缩徐变模型，研究了预应力混凝土斜拉桥(广西红水河斜拉桥)的变形和斜拉索索力的长期效应的随机问题。
- 2、长沙理工大学张建仁等人研究了大跨度预应力混凝土连续刚构桥(广西布柳河连续刚构桥)的徐变效应随机性问题。
- 3、同济大学熊学玉等人研究了超长预应力混凝土框架结构由徐变引起的时变位移和应力的随机性问题。
- 4、东南大学张运涛等人对大跨连续刚构桥(苏通大桥辅航道桥)长期变形的随机性问题进行了研究。

# 5、概率性分析结果

## 5.1 收缩徐变效应的随机性

### 本研究中确定的随机变量



# 5、概率性分析结果

## 5.3 随机因子统计特性

### ➤ 随机因子统计特性 (MC 90)

随机因子	均值 ( $\mu$ )	变异系数 ( $\sigma/\mu$ )	分布类型
徐变系数不确定因子 $\alpha_1$	1	0.35	正态分布
收缩系数不确定因子 $\alpha_2$	1	0.46	正态分布
混凝土抗压强度不确定因子 $\alpha_3$	1	0.10	正态分布
混凝土弹性模量模型不确定因子 $\alpha_4$	1	0.20	正态分布
荷载不确定因子 $\alpha_5$	1	0.05	正态分布
环境湿度不确定因子 $\alpha_6$	1	0.039	均匀分布
加载龄期不确定因子 $\alpha_7$	1	0.11	均匀分布

### ➤ 随机因子统计特性 (GL2000)

随机因子	均值 ( $\mu$ )	变异系数 ( $\sigma/\mu$ )	分布类型
徐变系数不确定因子 $\alpha_1$	1	0.26	正态分布
收缩系数不确定因子 $\alpha_2$	1	0.25	正态分布
混凝土抗压强度不确定因子 $\alpha_3$	1	0.10	正态分布
混凝土弹性模量模型不确定因子 $\alpha_4$	1	0.20	正态分布
荷载不确定因子 $\alpha_5$	1	0.05	正态分布
环境湿度不确定因子 $\alpha_6$	1	0.039	均匀分布
加载龄期不确定因子 $\alpha_7$	1	0.11	均匀分布

## 5、概率性分析结果

### 5.4 随机分析基本方法

---

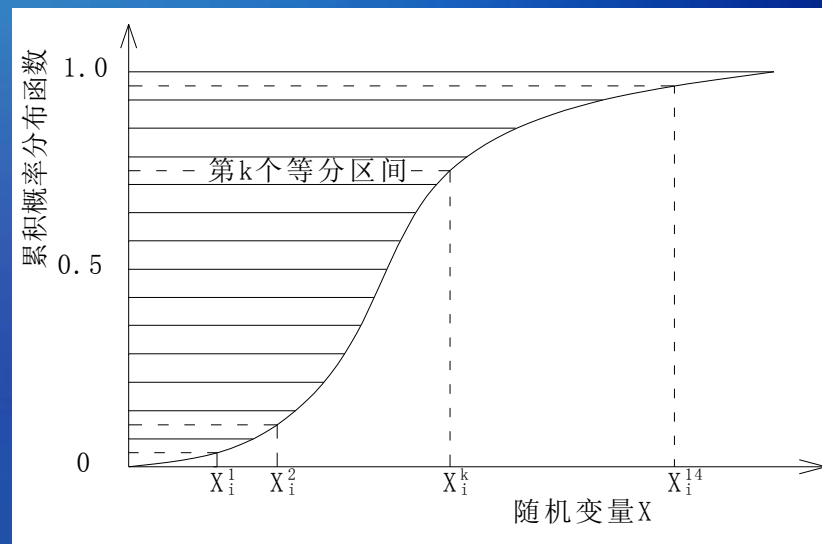
- 随机分析基本方法：Monte Carlo法，Taylor展开法，摄动法，Neumann展开法，Neumann-PCG，拉丁超立方抽样
- 直接蒙特卡洛(Monte Carlo)是结构随机分析的一个重要的基本计算方法。
- 优点：原理简单，便于理解，避开求解隐式函数难题，计算较方便
- 缺点：对于大型复杂结构，计算量较大，实用性较差

## 5、概率性分析结果

### 5.4 随机分析基本方法

#### ➤ 拉丁超立方技术(Latin Hypercube Sampling,LHS)

LHS由Mckay等人在1979年提出，是对分层抽样法的改进。



➤ 优点：在满足精度要求的同时减少抽样计算次数。

➤ 缺点：为了得出结构响应值的概率分布函数，必须大规模增加抽样次数，与其计算效率高的优点难以两全。

## 5、概率性分析结果

### 5.4 随机分析基本方法

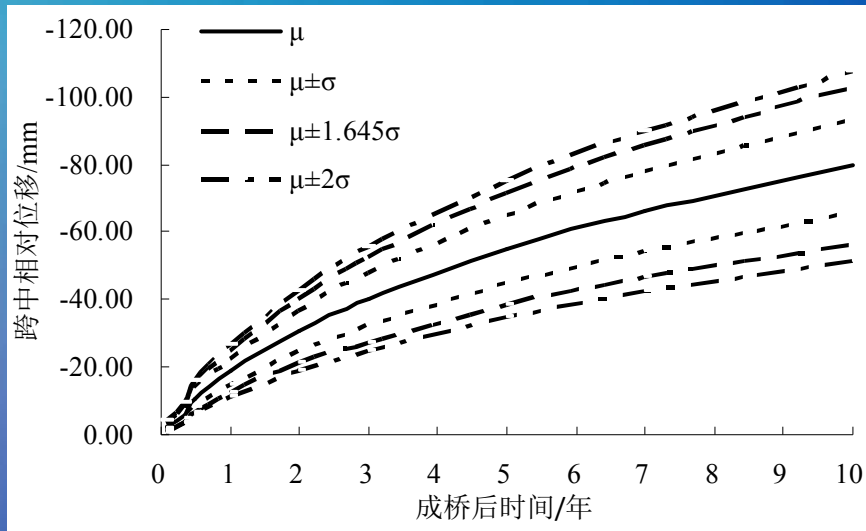
#### ➤ 基于响应面的Monte Carlo 法（MC-RSM）

$$f(x) = a + \sum_{j=1}^n b_j x_j + \sum_{j=1}^n c_j x_j^2$$

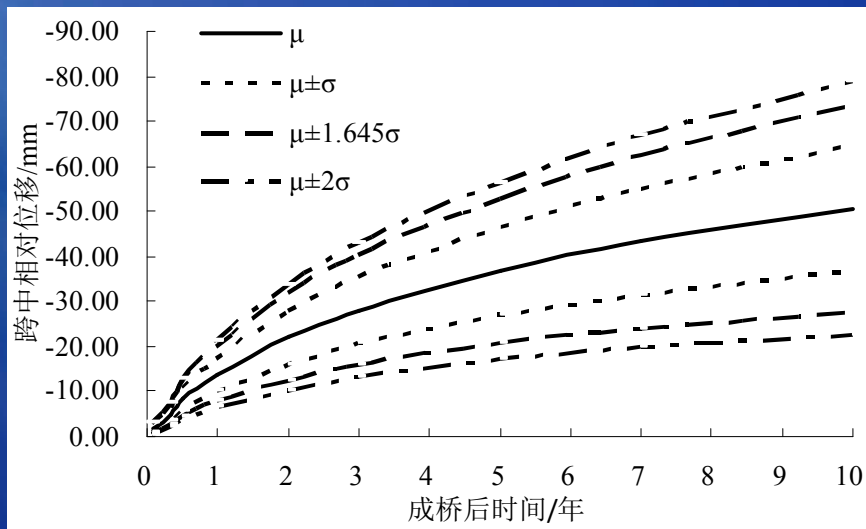
- 响应面法 (Response Surface Method) 是处理结构随机分析的有效方法。
- 其基本思想：通过少量的确定性试验结果拟合一个响应面来近似代替真实的响应值分布。
- 在本研究中，首先建立结构长期变形的响应面函数，再对其进行Monte Carlo抽样，进而获取一定置信水平下结构响应值界限。

# 5、概率性分析结果

## 5.5 位移随机分析结果(LHS)



GL2000拱顶计入普通钢筋

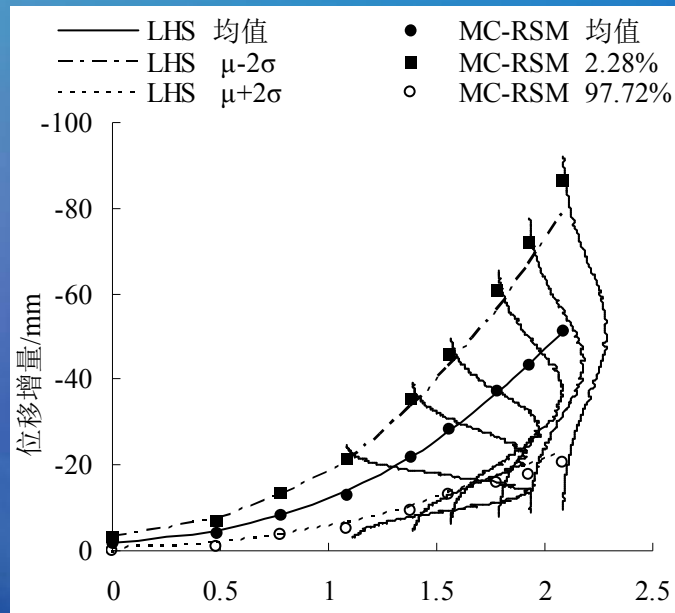


MC90拱顶计入普通钢筋

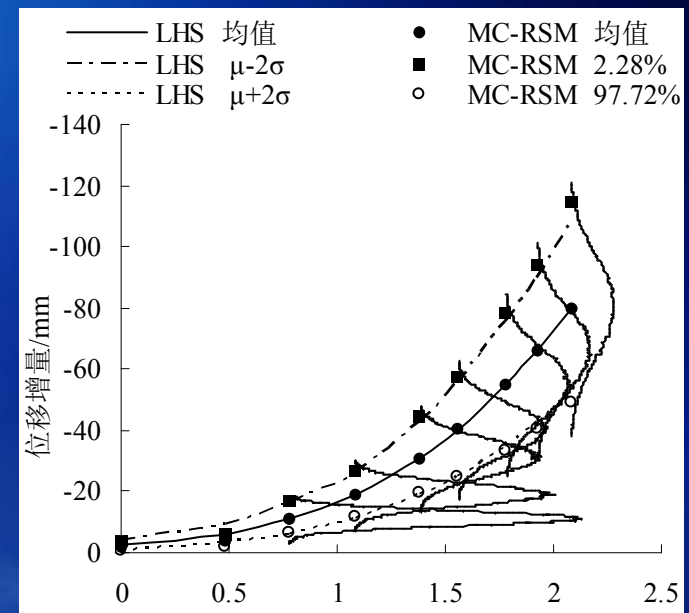


# 5、概率性分析结果

## 5.5 拱顶位移随机分析结果 (MC-RSM)



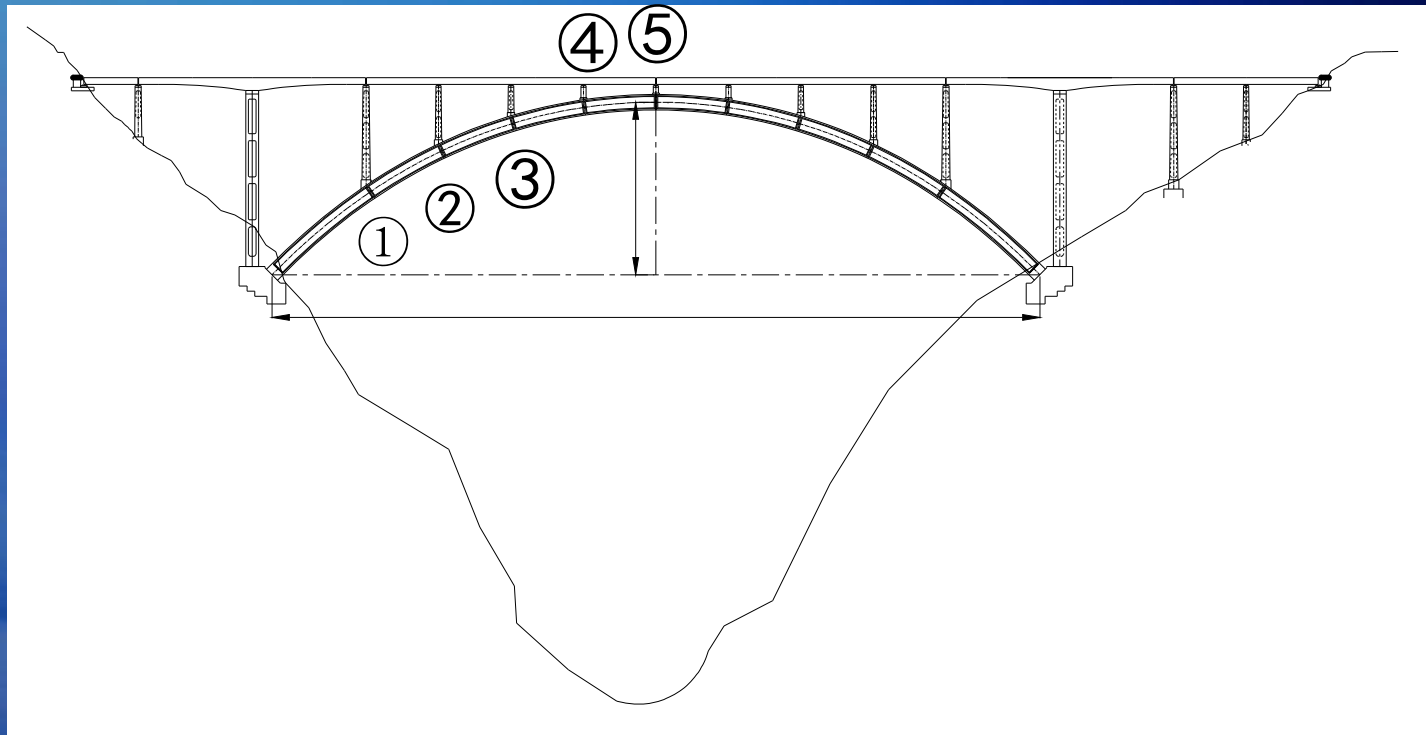
MC90计入普通钢筋



GL2000计入普通钢筋

## 5、概率性分析结果

### ➤ 拱圈立柱节点编号示意图



# 5、概率性分析结果

## 5.5 立柱位移随机分析结果 (MC-RSM)

MC90模型拱圈立柱节点相对位移(不计普通钢筋)(单位:mm)

节点位置	$\mu$ (LHS)	$\mu$ (MC-RSM)	LHS 97.72%置信区间		MC-RSM 97.72%置信区间	
			$\mu - 2\sigma$	$\mu + 2\sigma$	2.28%	97.72%
①	15.37	15.49	-24.31	-6.43	-23.98	-5.68
②	12.71	32.82	51.46	-13.95	52.4	-13.21
③	17.07	47.65	74.24	-19.9	76.48	-18.66
④	56.29	57.06	88.76	-23.81	92.14	-22.41
⑤	59.64	59.67	93.92	-25.36	96.74	-21.74

MC90模型拱圈立柱节点相对位移(计入普通钢筋)(单位:mm)

节点位置	$\mu$ (LHS)	$\mu$ (MC-RSM)	LHS 97.72%置信区间		MC-RSM 97.72%置信区间	
			$\mu - 2\sigma$	$\mu + 2\sigma$	2.28%	97.72%
①	13.19	14.23	-20.49	-5.90	-23.10	-6.84
②	17.91	28.66	2.58	-13.23	17.04	-12.04
③	20.21	40.46	52.21	-18.22	57.62	-17.29
④	48.14	48.05	74.43	-21.86	79.82	-18.79
⑤	50.71	51.42	78.69	-22.74	86.37	-20.47

# 5、概率性分析结果

## 5.5 立柱位移随机分析结果 (MC-RSM)

GL2000模型拱圈立柱节点相对位移(不计普通钢筋)(单位:mm)

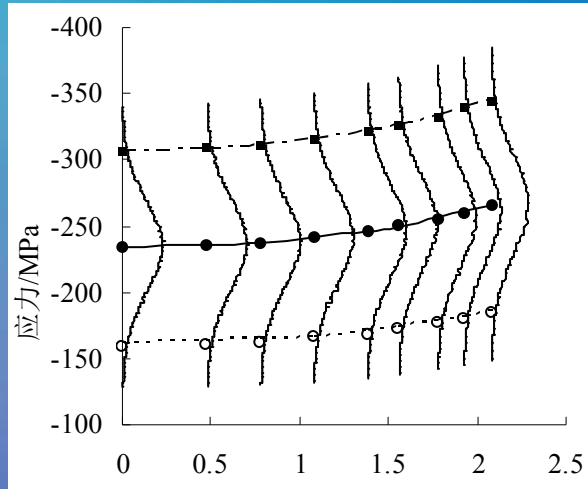
节点位置	$\mu$ (LHS)	$\mu$ (MC-RSM)	LHS 97.72%置信区间		MC-RSM 97.72%置信区间	
			$\mu - 2\sigma$	$\mu + 2\sigma$	2.28%	97.72%
①	-27.39	-27.89	-39.85	-14.92	-39.72	-14.41
②	-56.00	-56.73	-80.79	-31.21	-82.36	-32.10
③	-79.43	-78.89	-114.48	-44.38	-115.01	-42.31
④	-94.14	-94.63	-135.32	-52.96	-139.78	-52.33
⑤	-98.36	-100.49	-141.64	-55.07	-147.45	-56.45

GL2000模型拱圈立柱节点相对位移(计入普通钢筋)(单位:mm)

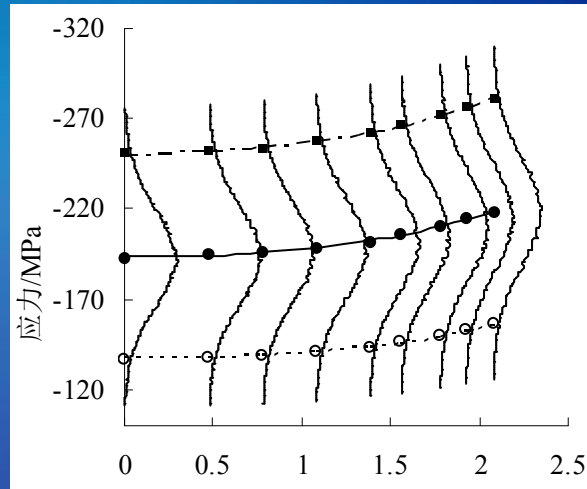
节点位置	$\mu$ (LHS)	$\mu$ (MC-RSM)	LHS 97.72%置信区间		MC-RSM 97.72%置信区间	
			$\mu - 2\sigma$	$\mu + 2\sigma$	2.28%	97.72%
①	-22.32	-22.80	-30.79	-13.85	-32.10	-14.03
②	-45.71	-45.92	-62.53	-28.9	-63.81	-27.95
③	-64.71	-64.18	-87.91	-41.52	-89.08	-38.84
④	-76.29	-76.51	-102.82	-49.75	-105.24	-47.10
⑤	-79.57	-80.08	-107.70	-51.44	-114.27	-48.87

# 5、概率性分析结果

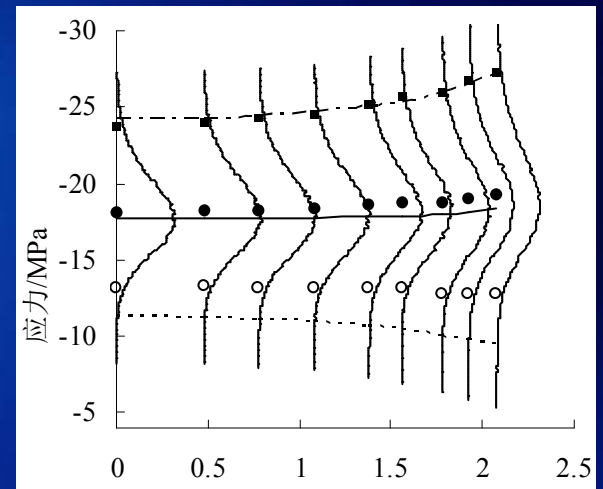
## 5.6 GL2000模型拱顶应力随机分析结果



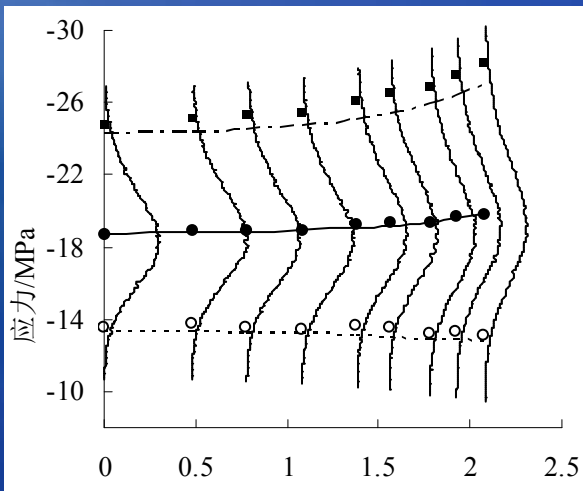
上弦钢管



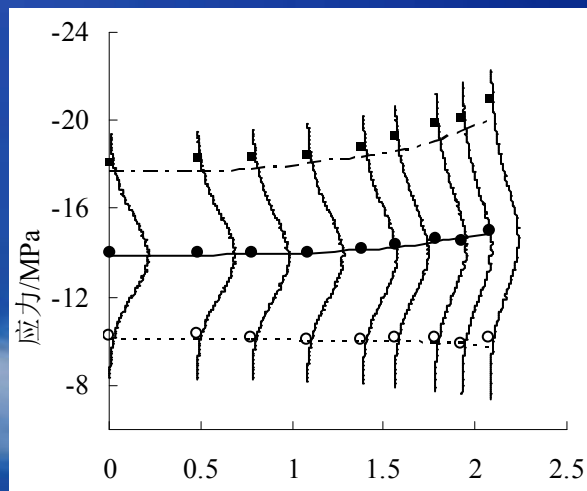
下弦钢管



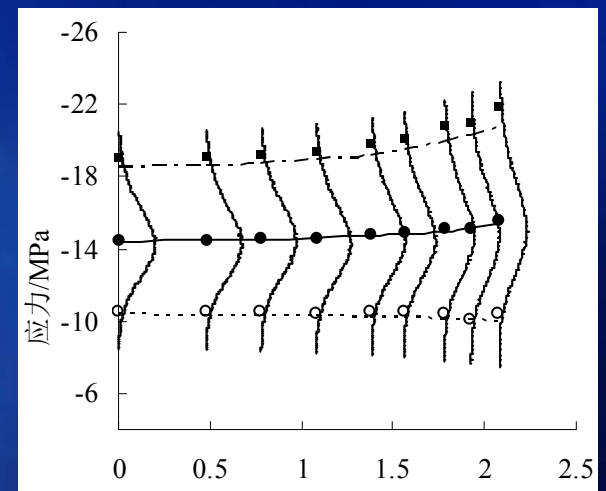
上弦内侧内填砼



上弦外侧内填砼



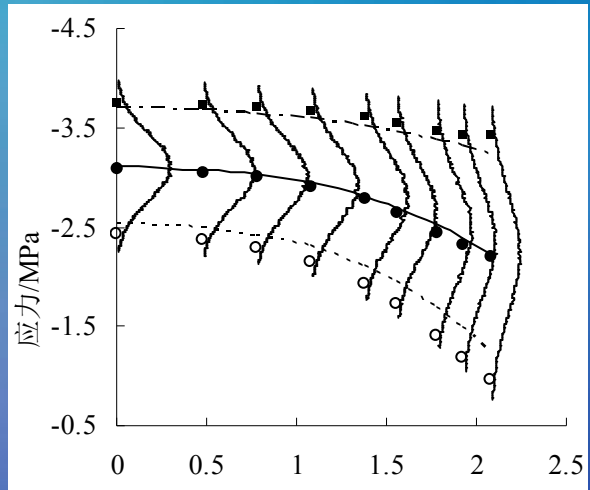
下弦内侧内填砼



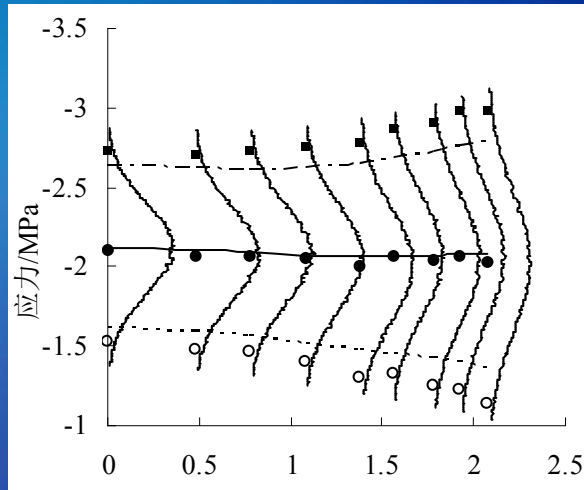
下弦外侧内填砼

# 5、概率性分析结果

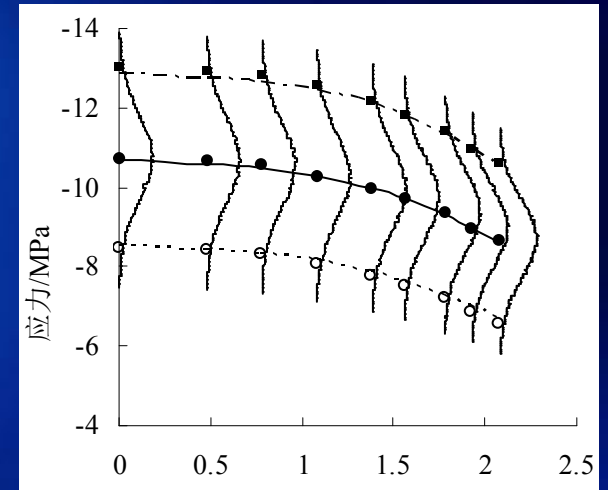
## 5.6 GL2000模型拱顶应力随机分析结果



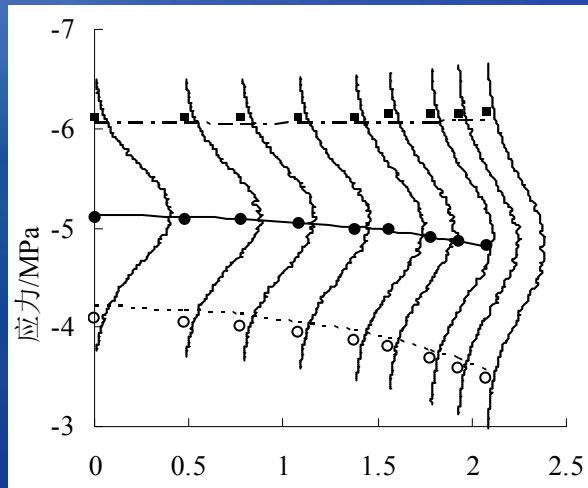
中箱底板



中箱顶板

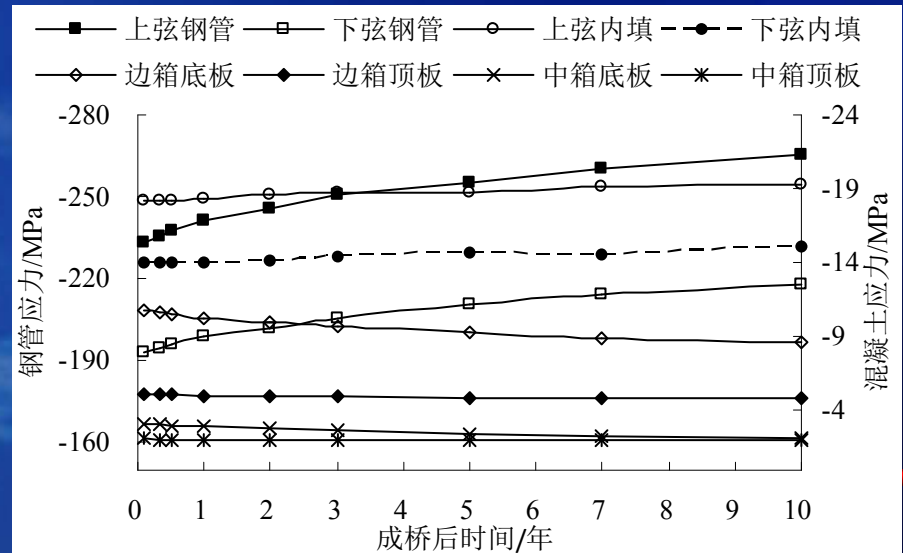


边箱底板



边箱顶板

时变应力均值对比



# 5、概率性分析结果

## 5.6 最大截面应力随机分析结果

构件	均值	标准差	97.72%置信区间		95.00%置信区间		84.13%置信区间	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu-2\sigma$	$\mu+2\sigma$	$\mu-1.645\sigma$	$\mu+1.645\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$
下弦钢管	-298.7	55.3	-409.3	-188.1	-389.7	-207.8	-354.0	-243.4
上弦钢管	-286.0	59.0	-403.9	-168.1	-383.0	-189.0	-345.0	-227.0
下弦外内填砼	-22.00	4.53	-31.05	-12.95	-29.45	-14.55	-26.53	-17.47
下弦内内填砼	-21.36	4.32	-29.99	-12.72	-28.46	-14.25	-25.68	-17.04
上弦外内填砼	-23.99	4.64	-33.27	-14.70	-31.62	-16.35	-28.63	-19.34
上弦内内填砼	-23.59	4.58	-32.74	-14.43	-31.12	-16.05	-28.16	-19.01
边箱底板砼	-13.05	1.05	-15.15	-10.95	-14.78	-11.32	-14.10	-12.00
边箱顶板砼	-9.55	0.51	-10.56	-8.53	-10.38	-8.71	-10.05	-9.04
中箱底板砼	-6.35	0.41	-7.18	-5.53	-7.03	-5.68	-6.76	-5.94
中箱顶板砼	-5.24	0.57	-6.37	-4.10	-6.17	-4.31	-5.81	-4.67

MC90模型成桥十年后最大应力  
(不计普通钢筋)

构件	均值	标准差	97.72%置信区间		95.00%置信区间		84.13%置信区间	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu-2\sigma$	$\mu+2\sigma$	$\mu-1.645\sigma$	$\mu+1.645\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$
下弦钢管	-284.0	48.4	-380.8	-187.2	-363.6	-204.4	-332.4	-235.6
上弦钢管	-268.7	50.8	-370.2	-167.2	-352.2	-185.2	-319.5	-218.0
下弦外内填砼	-20.61	4.81	-30.23	-10.98	-28.52	-12.69	-25.42	-15.80
下弦内内填砼	-19.94	4.57	-29.09	-10.79	-27.47	-12.42	-24.52	-15.37
上弦外内填砼	-22.41	4.97	-32.35	-12.48	-30.59	-14.24	-27.38	-17.45
上弦内内填砼	-22.01	4.89	-31.79	-12.24	-30.06	-13.97	-26.90	-17.13
边箱底板砼	-11.70	1.26	-14.22	-9.18	-13.77	-9.63	-12.96	-10.44
边箱顶板砼	-8.27	0.55	-9.37	-7.17	-9.17	-7.36	-8.82	-7.72
中箱底板砼	-5.47	0.43	-6.32	-4.62	-6.17	-4.77	-5.89	-5.04
中箱顶板砼	-4.31	0.55	-5.41	-3.21	-5.22	-3.41	-4.86	-3.76

MC90模型成桥十年后最大应力  
(计入普通钢筋)

# 5、概率性分析结果

## 5.6 最大截面应力随机分析结果

构件	均值	标准差	97.72%置信区间		95.00%置信区间		84.13%置信区间	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu-2\sigma$	$\mu+2\sigma$	$\mu-1.645\sigma$	$\mu+1.645\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$
下弦钢管	-329.3	47.5	-424.4	-234.2	-407.5	-251.1	-376.8	-281.7
上弦钢管	-322.3	53.1	-428.5	-216.1	-409.7	-234.9	-375.4	-269.2
下弦外内填砼	-22.84	3.57	-29.98	-15.71	-28.71	-16.97	-26.41	-19.28
下弦内内填砼	-22.14	3.38	-28.89	-15.38	-27.69	-16.58	-25.52	-18.76
上弦外内填砼	-24.61	3.69	-31.99	-17.24	-30.68	-18.55	-28.30	-20.93
上弦内内填砼	-24.08	3.60	-31.29	-16.87	-30.01	-18.15	-27.68	-20.47
边箱底板砼	-12.30	0.91	-14.12	-10.48	-13.80	-10.80	-13.21	-11.39
边箱顶板砼	-8.92	0.46	-9.83	-8.01	-9.67	-8.17	-9.38	-8.47
中箱底板砼	-6.46	0.40	-7.27	-5.66	-7.12	-5.80	-6.86	-6.06
中箱顶板砼	-5.24	0.48	-6.20	-4.29	-6.03	-4.46	-5.72	-4.77

GL2000成桥十年后最大应力  
(不计普通钢筋)

构件	均值	标准差	97.72%置信区间		95.00%置信区间		84.13%置信区间	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu-2\sigma$	$\mu+2\sigma$	$\mu-1.645\sigma$	$\mu+1.645\sigma$	$\mu-\sigma$	$\mu+\sigma$
下弦钢管	-307.1	43.8	-394.7	-219.5	-379.1	-235.0	-350.9	-263.3
上弦钢管	-295.1	46.7	-388.5	-201.7	-371.9	-218.3	-341.8	-248.4
下弦外内填砼	-21.48	3.81	-29.09	-13.86	-27.74	-15.21	-25.29	-17.67
下弦内内填砼	-20.74	3.61	-27.97	-13.52	-26.69	-14.80	-24.36	-17.13
上弦外内填砼	-23.09	3.91	-30.91	-15.27	-29.52	-16.66	-27.00	-19.13
上弦内内填砼	-22.53	3.83	-30.18	-14.88	-28.82	-16.23	-26.35	-18.70
边箱底板砼	-10.69	1.12	-12.93	-8.44	-12.53	-8.84	-11.81	-9.57
边箱顶板砼	-7.36	0.55	-8.46	-6.25	-8.26	-6.45	-7.91	-6.80
中箱底板砼	-5.32	0.44	-6.19	-4.45	-6.03	-4.60	-5.75	-4.88
中箱顶板砼	-4.01	0.45	-4.92	-3.11	-4.76	-3.27	-4.47	-3.56

GL2000成桥十年后最大应力  
(计入普通钢筋)



## 5、概率性分析结果

### 5.7 结论

1. 计算结果表明，大跨度劲性骨架混凝土拱桥成桥后由收缩徐变导致主拱圈挠度持续增加。
2. MC-RSM计算结果显示，成桥十年后GL2000模型计入普通钢筋拱顶位移增量的均值为80.1mm，取97.72%分位值为114.3mm；不计入普通钢筋拱顶位移增量的均值为100.5mm，取97.72%分位值为147.8mm。
3. 收缩徐变效应将导致拱圈钢管、管内混凝土以及外包混凝土之间产生显著的应力重分布现象。
4. 随时间增长，外包混凝土应力水平呈缓慢下降趋势，钢管应力显著增加，特别是在高置信概率水平下，钢管最大应力上限值有超过370MPa的情况，钢管存在一定的屈服风险。
5. 内填混凝土应力较高，最大压应力上限值大于28MPa ( $0.5f_{cm}$ )。不排除管内混凝土发生非线性徐变的小概率可能。对于管内混凝土，有报道称线性徐变的上限为 $0.6f_{cm}$  (33.6MPa)，若采用此限值判断，出现非线性徐变的可能性较小。

# 6、敏感性分析结果

## 6.1 敏感性分析原理

$$f(x) = a + \sum_{j=1}^n b_j x_j + \sum_{j=1}^n c_j x_j^2$$



$$\frac{\partial f(x)}{\partial x_i} \sigma_{x_i} \Big|_{x_j = u_{x_j}}$$
$$\sqrt{\sum_{j=1}^n \left( \frac{\partial f(x)}{\partial x_j} \sigma_{x_j} \Big|_{x_j = u_{x_j}} \right)^2}$$



确定每个变量重要性



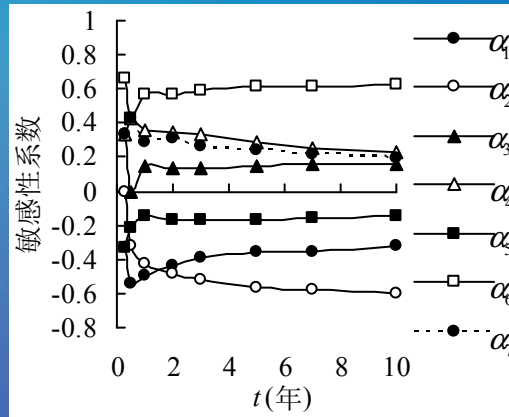
开展相关材料试验，获得重要变量的实际样本值



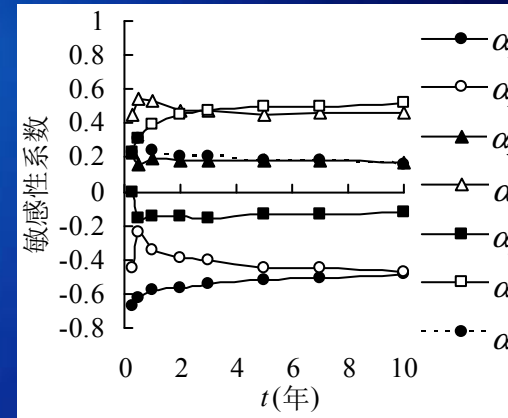
加强施工质量控制

# 6、敏感性分析结果

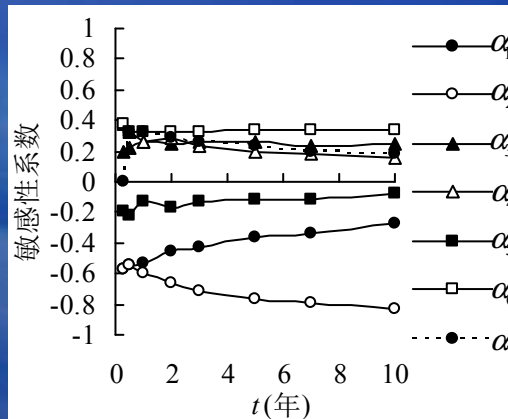
## 6.2 拱顶位移敏感性分析结果



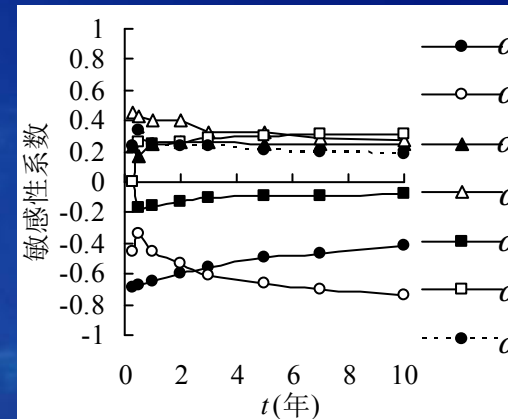
GL2000拱顶计钢筋



GL2000拱顶不计钢筋



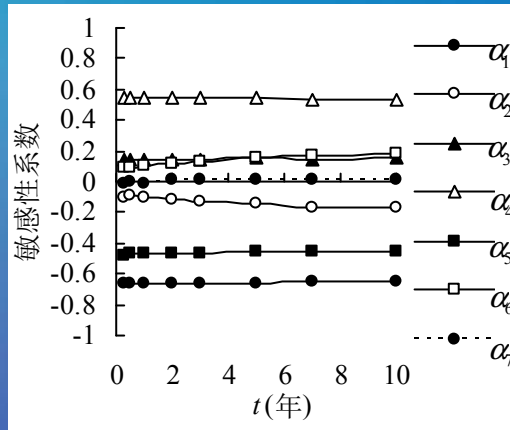
MC90拱顶计钢筋



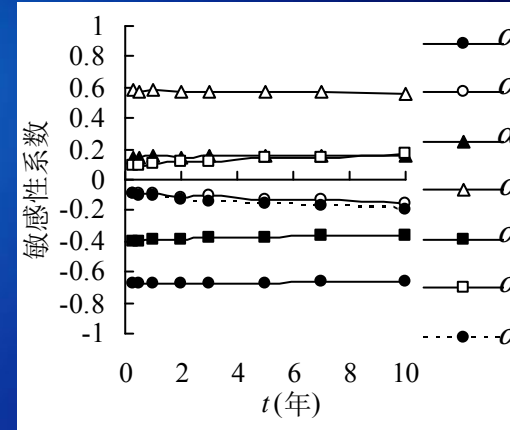
MC90拱顶不计钢筋

# 6、敏感性分析结果

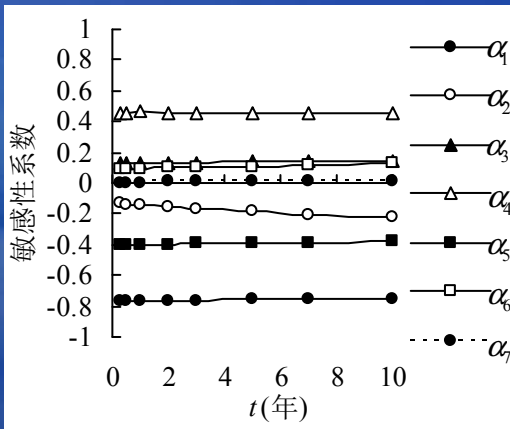
## 6.3 拱顶下弦钢管应力敏感性



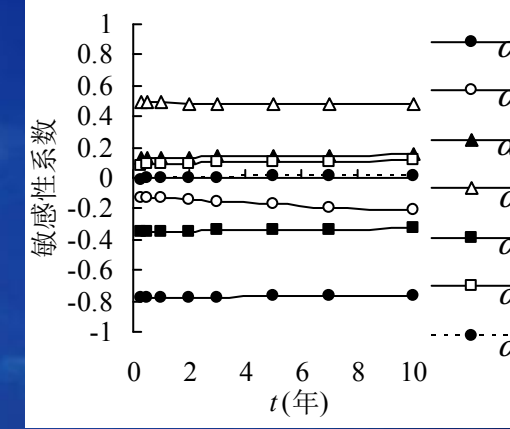
GL2000计钢筋



GL2000不计钢筋



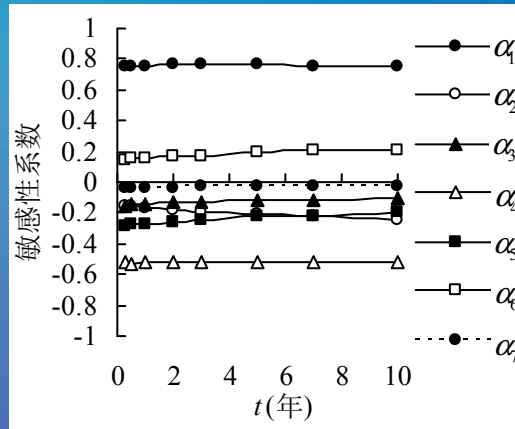
MC90计钢筋



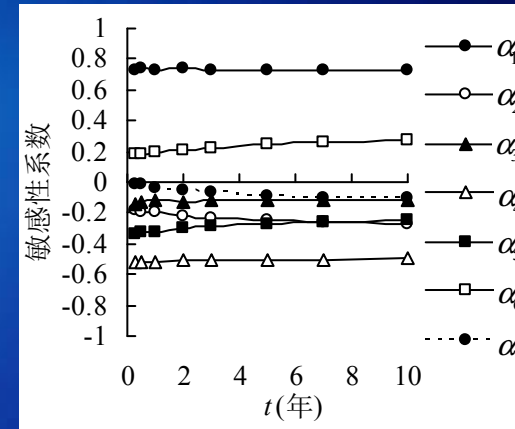
MC90不计钢筋

# 6、敏感性分析结果

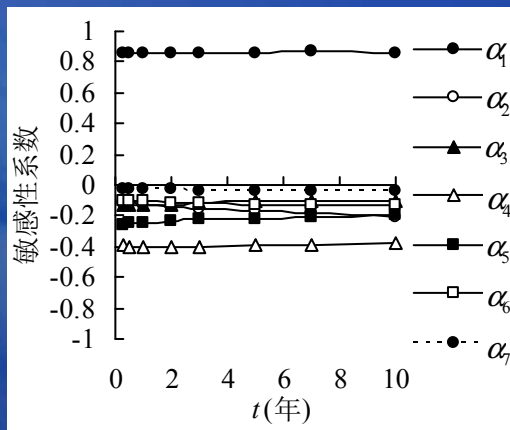
## 6.4 拱顶上弦外内填砗应力敏感性



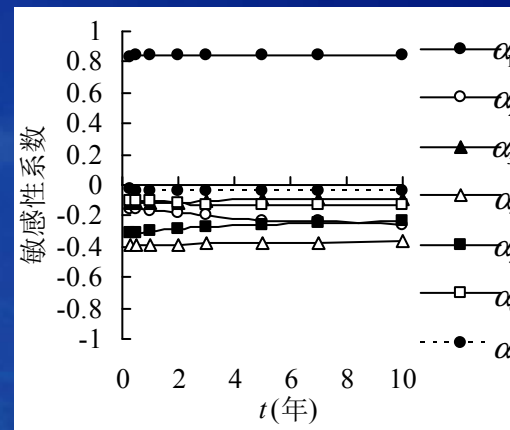
GL2000计钢筋



GL2000不计钢筋



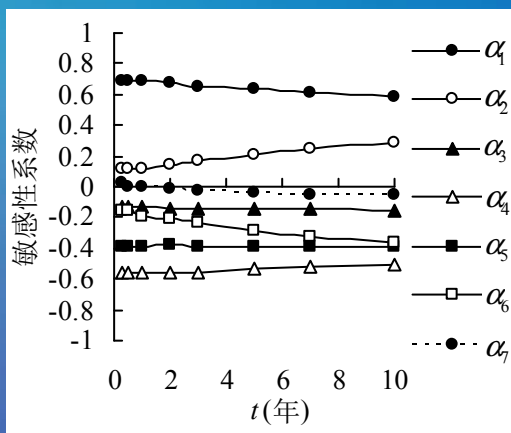
MC90拱顶计钢筋



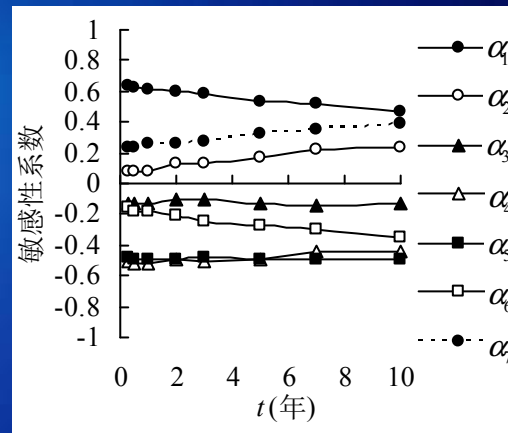
MC90拱顶不计钢筋

## 6.4 拱顶边箱底板砗应力敏感性

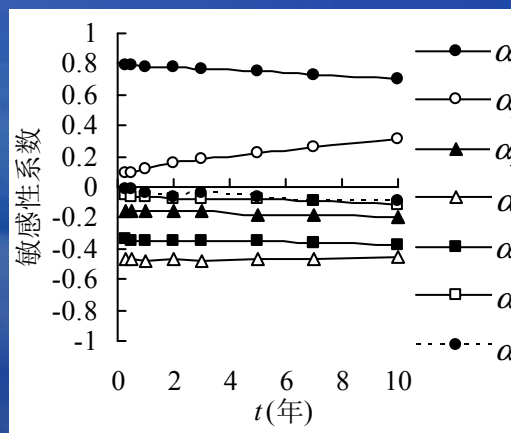
# 6、敏感性分析结果



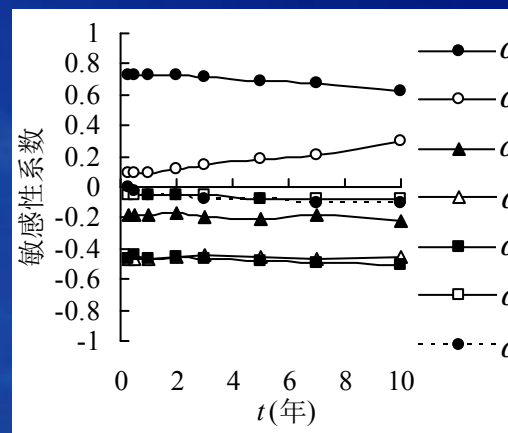
GL2000计钢筋



GL2000不计钢筋



MC90拱顶计钢筋



MC90拱顶不计钢筋

## 6、敏感性分析结果

---

### 6.5 结论

(1) 位移变化对收缩徐变模型的不确定性和环境湿度随机性较为敏感。混凝土龄期变化对应力结果影响较小，但对变形结果影响不可忽略。

(2) 徐变模型不确定性和混凝土弹性模量随机性是影响时变应力的重要随机变量，荷载大小的随机性同样不能忽略。

# 7、结论与讨论

## 7.1 位移确定性分析结论

位移确定性分析中采用MC78、MC90和GL2000三种收缩徐变模型，其中MC90和GL2000分别考虑计入和不计入普通钢筋影响两种情况，拱顶位移结果如下表所示：

成桥后跨中截面相对位移(单位：mm)

成桥后时间	CEB-FIP78 不计钢筋	CEB-FIP90 不计钢筋	CEB-FIP90 计入钢筋	GL2000 不计钢筋	GL2000 计入钢筋
十年	-107	-60	-51	-94	-81

已有研究表明，GL2000模型对试验数据描述性较好，在本桥的计算中与《铁路桥规》采用的CEB78模型的结果也非常接近。故本研究中拱顶位移确定性分析结果建议采用不计入普通钢筋的GL2000模型结果或者CEB78模型的计算结果，即94mm/107mm。



# 7、结论与讨论

## 7.2 位移随机性分析结论

位移随机性分析中采用MC90和GL2000两种收缩徐变模型，分别考虑计入和不计入普通钢筋影响两种情况，取97.72%的保证率拱顶位移随机分析结果如下表所示：

成桥后跨中截面相对位移(单位：mm)

成桥后时间	CEB-FIP90 不计钢筋	CEB-FIP90 计入钢筋	GL2000 不计钢筋	GL2000 计入钢筋
十年	-96.74	-86.37	-147.75	-114.27

拱顶位移随机性分析结果建议采用不计入普通钢筋的GL2000模型结果，即147.75mm。

# 7、结论与讨论

## 7.3 应力分析结论

---

应力随机分析中采用MC90和GL2000两种收缩徐变模型，分别考虑计入和不计入普通钢筋影响两种情况，结论如下：

- 1、收缩徐变效应将导致拱圈钢管、管内混凝土以及外包混凝土之间产生显著的应力重分布现象。
- 2、随时间增加，在高置信概率水平下，钢管最大应力上限值有超过370MPa的情况，钢管存在一定的屈服风险。
- 3、内填混凝土应力较高，有可能导致混凝土发生非线性徐变。

# 7、结论与讨论

## 7.4 敏感性分析结论

---

- (1) 位移变化对收缩徐变模型的不确定性和环境湿度随机性较为敏感。
- (2) 徐变模型不确定性和混凝土弹性模量随机性是影响时变应力的重要随机变量，荷载大小的随机性同样不能忽略。

# 7、结论与讨论

## 7.5 讨论

---

(1) 计算表明成桥10年后，挠度还有继续增大的趋势。但是，目前的所有的收缩徐变模型都是试验数据的回归结果。绝大部分试验的持续时间在3年以内，少量的试验持续到了10年左右，极个别试验持续到了20年左右。换言之，收缩徐变模型对30年的预测数据只是一个外推结果，其合理性尚待考证。

(2) 目前的所有收缩徐变模型均建立在欧美国家的试验数据基础上。国内相应规范也直接采用了欧美的研究成果。比如，铁路桥规的收缩徐变模型是CEB-FIP 1978模型（MC 78），公路桥规的收缩徐变模型是CEB-FIP 1990模型（MC 90）。收缩徐变受水泥特性影响很大，这些规范对中国混凝土的适用性尚待考证。

# 7、结论与讨论

## 7.5 讨论

---

因而，在开展全桥模型试验时，建议同时开展材料试验研究，重点考察以下几方面的问题：

- A、管内混凝土和外包混凝土收缩徐变试验；
- B、管内混凝土在高应力作用下的徐变行为；
- C、混凝土基本力学性能如弹性模量试验。

通过以上试验，获得直接的材料参数用于结构再分析，增加预测的准确性。

---

# 7、结论与讨论

## 7.5 讨论与建议

---

(3) 现有计算表明，结构在施工和运营阶段压应力储备充分，也未出现开裂情况，按照全截面计算刚度可行。但是，是否存在非结构性因素引起混凝土开裂，从而导致截面刚度降低，进而引起长期变形增加？

(4) 施工过程的质量控制要求。恒载的控制与混凝土龄期的控制。

(5) 如有可能，还可开展由短期试验结果预测结构长期变形的研究。

# 模型试验



# 模型试验







谢 谢  
THANK YOU

